

Министерство науки и высшего образования  
Российской Федерации

Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Пермский национальный исследовательский  
политехнический университет»

**Д.А. Татьянников, О.А. Шутова**

## **ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ**

*Утверждено*

*Редакционно-издательским советом  
университета в качестве учебного пособия*

Издательство  
Пермского национального исследовательского  
политехнического университета

2023

УДК 624.131  
Т237

Рецензенты:

д-р техн. наук, доцент, зав. кафедрой строительного  
производства и геотехники *В.Г. Офрихтер*  
(Пермский национальный исследовательский  
политехнический университет);  
канд. техн. наук, доцент кафедры  
строительного производства *Д.В. Рачков*  
(Тюменский индустриальный университет)

**Татьянников, Д.А.**

Т237 Инженерная защита в сложных инженерно-геологических условиях : учеб. пособие / Д.А. Татьянников, О.А. Шутова. – Пермь : Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2023. – 111 с.

ISBN 978-5-398-03039-6

Изложены основные принципы проектирования и строительства объектов инженерной защиты на территориях с опасными инженерно-геологическими процессами. Представлены различные типы удерживающих подпорных сооружений. Приведены примеры расчета подпорных стен: из сборного железобетона, коробчатых габионов, с анкерным креплением.

Предназначено для студентов ПНИПУ, обучающихся в магистратуре и специалитете по направлению «Строительство» очной формы обучения.

ISBN 978-5-398-03039-6

© ПНИПУ, 2023

# СОДЕРЖАНИЕ

<b>Введение .....</b>	<b>5</b>
<b>1. Оползень, обвалы .....</b>	<b>8</b>
1.1. Общие положения .....	8
1.2. Инженерная защита оползней и обвалоопасных территорий .....	12
1.2.1. Изменение рельефа склона, регулирование стока подземных и поверхностных вод .....	14
1.2.2. Удерживающие сооружения .....	15
1.2.3. Улавливающие сооружения .....	19
1.2.4. Противообвальные галереи .....	21
1.2.5. Агроресомелиорация .....	22
<b>2. Карст .....</b>	<b>23</b>
2.1. Общие положения .....	23
2.2. Инженерная защита карстоопасных территорий .....	25
2.2.1. Конструктивные мероприятия .....	26
2.2.2. Геотехнические мероприятия .....	29
2.2.3. Водозащитные мероприятия .....	33
2.2.4. Технологические мероприятия .....	33
2.2.5. Эксплуатационные мероприятия .....	34
<b>3. Селевой поток .....</b>	<b>35</b>
3.1. Общие положения .....	35
3.2. Инженерная защита от селевого потока .....	35
3.2.1. Селезадерживающие сооружения .....	37
3.2.2. Селепропускные сооружения .....	39
3.2.3. Селенаправляющие сооружения .....	40
3.2.4. Стабилизирующие сооружения .....	40
3.2.5. Селепредотвращающие сооружения .....	41
<b>4. Снежная лавина .....</b>	<b>43</b>
4.1. Общие положения .....	43
4.2. Инженерная защита .....	44
4.2.1. Лавинопредотвращающие сооружения .....	46
4.2.2. Лавинозащитные сооружения .....	47

<b>5. Переработка берегов морей, водохранилищ, озер и рек .....</b>	<b>49</b>
5.1. Общие положения .....	49
5.2. Инженерная защита (берегоукрепление) .....	49
<b>6. Подтопление и затопление территорий.....</b>	<b>52</b>
6.1. Общие положения .....	52
6.2.1. Инженерная защита от подтопления .....	54
6.2.2. Инженерная защита от затопления.....	56
<b>7. Морозное пучение.....</b>	<b>58</b>
7.1. Общие положения .....	58
7.2. Инженерная защита .....	58
7.2.1. Инженерно-мелиоративные мероприятия .....	59
7.2.2. Конструктивные мероприятия .....	60
7.2.3. Физико-химические мероприятия .....	62
<b>8. Наледобразование.....</b>	<b>65</b>
8.1. Общие положения .....	65
8.2. Инженерная защита от наледобразования .....	66
<b>9. Термокарст .....</b>	<b>69</b>
9.1. Общие положения .....	69
9.2. Инженерная защита от термокарста.....	70
<b>10. Расчет удерживающих сооружений .....</b>	<b>72</b>
10.1. Подпорные сооружения.....	72
10.2. Пример расчета подпорной стены из сборного железобетона .....	73
10.3. Пример расчета подпорной стены из коробчатых габионов с армопанелью.....	83
10.4. Расчет гибкой консольной подпорной стены с анкерным креплением.....	92
<b>Список литературы.....</b>	<b>104</b>
<b>Приложение .....</b>	<b>107</b>

## ВВЕДЕНИЕ

Проектирование и строительство любого объекта в каждом отдельном случае является сложной инженерной задачей ввиду многообразия климатических и инженерно-геологических условий нашей страны.

При проектировании невозможно выбирать площадку с хорошими инженерно-геологическими условиями, на которых отсутствуют структурно-неустойчивые грунты и опасные инженерно-геологические процессы.

Инженерно-геологические изыскания на территориях, где возможно развитие опасных геологических и инженерно-геологических процессов и явлений, должны обеспечивать получение исчерпывающих сведений в соответствии с требованиями следующих нормативных документов: СП 22.13330, СП 47.13330 СП 116.13330 и др. При выполнении инженерно-геологических изысканий в районах развития инженерно-геологических процессов и явлений допускается использовать СП 11-105-97 (части II–V) [4]. Помимо стандартных компонентов инженерно-геологических изысканий, они должны отражать прогноз изменения всех геологических процессов.

Опасный геологический процесс – это изменение состояния приповерхностной части литосферы (геологической среды), обусловленное естественными или техногенными причинами, которое может привести к негативным последствиям для человека, объектов хозяйства и окружающей среды [22].

Техногенные воздействия – статические и динамические нагрузки от зданий и сооружений, подтопление и осушение территорий, загрязнение грунтов, истощение и загрязнение подземных вод, а также физические, химические, радиационные, биологические и другие воздействия на геологическую среду [5].

Согласно требованиям Федерального закона от 30.12.2009 № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [30] в проектной документации отражаются «Иден-

тификационные признаки объекта», в том числе по признаку возможности опасных природных процессов и явлений и техногенных воздействий на территории строительства объекта [5].

Виды опасных инженерно-геологических процессов согласно СП 116.13330:

1. Оползень.
2. Обвал.
3. Карст.
4. Селевой поток.
5. Снежная лавина.
6. Переработка берегов морей, водохранилищ, озер и рек.
7. Подтопление и затопление территорий.
8. Морозное пучение.
9. Наледообразование.
10. Термокарст.

На основании данных, полученных в ходе инженерных изысканий при разработке проектной документации по строительству, на территориях с опасными инженерно-геологическими процессами необходимо предусматривать специальные мероприятия по инженерной защите.

Исходные материалы для проектирования схем инженерной защиты представлены в п. 4.3 СП 116.13330 и должны включать в себя:

- сведения о географическом положении, хозяйственных связей и границах защищаемой территории;
- оценку существующего хозяйственного использования территории, ее экологического значения и перспектив их развития;
- сведения о существующих сооружениях и мероприятиях инженерной защиты, их состоянии, возможности реконструкции и службах их эксплуатации;
- данные по прогнозу последствий и возможных потерь (ущерба и социальных потерь) от воздействия опасных геологических процессов;

– материалы региональных геологических исследований и инженерных изысканий (инженерно-геологических, инженерно-геотехнических, инженерно-гидрогеологических, инженерно-гидрометеорологических, инженерно-экологических);

– материалы о проводимых или намечаемых региональных мероприятиях по инженерной подготовке территории и их влиянии на природные условия и ресурсы защищаемой территории;

– данные о местных строительных материалах и энергетических ресурсах;

– картографические материалы;

– градостроительную документацию.

# 1. ОПОЛЗЕНЬ, ОБВАЛЫ

## 1.1. Общие положения

**Оползень.** Смещение горных пород со склонов, бортов карьеров, строительных выемок под действием веса грунта и объемных и поверхностных сил. Различают оползни скольжения, оползни выдавливания, вязкопластические оползни, оползни внезапного разжижения, оползни гидродинамического разрушения [22].

Оползни, как правило, возникают на склонах долин или речных берегов, в горах, на берегах морей и т.д., самые грандиозные – на дне морей. Наиболее часто оползни возникают на склонах, сложенных чередующимися водоупорными и водоносными породами (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Оползень в Колумбии (Источник: <https://regnum.ru/news/3501331.html>)

Оползни по происхождению могут быть молодыми и древними. Оползание может быть однократным процессом или происходить неоднократно. В любом оползне можно выделить: тело оползня, поверхность скольжения, тыловой шов, надоползневой уступ

(рис. 1.2). Фронтальная часть оползня действует как нож бульдозера, сминая перед собой поверхностные слои грунта и рыхлых пород. Между тыловой частью оползня и надоползневой уступом образуется понижение, западина, занятая небольшим водоемом, типа озера.

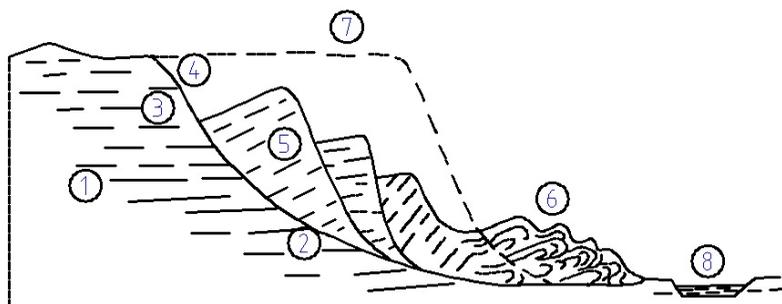


Рис.1.2. Схема строения оползня: 1 – коренные породы ненарушенного склона; 2 – поверхность скольжения; 3 – тыловой шов; 4 – надоползневой уступ; 5 – оползневые тела; 6 – бугор пучения; 7 – первоначальное положение склона; 8 – река

Классификация оползней по их строению (структуре) предложена Ф.П. Саваренским (1934). По этой классификации оползни подразделяются на асеквентные, консеквентные и инсеквентные.

**Асеквентные** – оползни, образующиеся в однородных породах, неслоистых (глинах, суглинках, супесях и др.). Поверхность скольжения в таких породах вогнутая, имеет форму, близкую к круглоцилиндрической, она обусловлена их физико-механическими свойствами. Трещины отрыва в верхней части склона или откоса у таких оползней образуют как бы один или несколько заколов, и массы горных пород сползают вниз по склону или откосу в виде блока или блоков по такой вогнутой поверхности скольжения, часто без сколько-нибудь существенного нарушения их внутреннего строения. В рельефе, таким образом, возникают главный и внутренние уступы. Как показывают многочисленные наблюдения, подошва оползня приурочена часто к основанию склона или откоса, а если ниже залегают слабые

породы, то она врезаются в эти породы и выходит на поверхность на некотором расстоянии от основания склона.

*Консеквентные* оползни образуются в неоднородных и трещиноватых породах. Поверхность скольжения у таких оползней обычно предопределена строением склона или откоса, существующими поверхностями раздела сплошности. Сползание масс горных пород в этом случае происходит в виде блока или блоков, либо они движутся подобно вязкой жидкости по наклонным поверхностям, приуроченным к зонам ослабления.

Зонами ослабления могут быть:

1. Моноклиально наклонённая поверхность напластования горных пород.

2. Наклонные слои или прослойки слабых пород (глин, аргиллитов, сажи, угля).

3. Поверхность коренных пород или нижняя граница зоны сильно выветрелых пород.

4. Поверхность или поверхности трещин.

5. Поверхность мёрзлых пород.

Форма поверхности скольжения у консеквентных оползней плоская, волнистая, наклонно-ступенчатая.

*Инсеквентные* оползни (расположенные вкрест простирания пород) образуются также в породах неоднородных, слоистых, залегающих горизонтально или наклонно в сторону склона. Поверхность скольжения у таких оползней врезаются и пересекает слои разного состава. В вершине оползня она крутая, направлена вдоль поверхности трещины или трещин, а к подошве выполаживается, срезая слои или один из них.

**Причины возникновения оползней.** Среди основных причин возникновения оползней следует выделить:

- увеличение крутизны склона при подрезке, подмыве (более  $15^\circ$ );
- залегание слоев пород с наклоном в сторону склона;
- изменение (ухудшение) физико-механических свойств грунтов при их увлажнении или под действием сейсмических волн;

- действие напора подземных вод или развитие суффозии;
- появление дополнительной нагрузки искусственных сооружений;

- Наличие глинистого водоупорного слоя в основании склона;

**Обвал (осыпь).** По своей природе происхождения обвал схож с оползем, однако его выделяют в отдельный инженерно-геологический процесс. Среди основных определений следует выделить следующие.

Обвал – отрыв масс горных пород склонов, бортов и их падение вниз под влиянием силы тяжести с опрокидыванием и перекатыванием без воздействия воды [22].

Также обвалом называют обрушение (опрокидывание, падение, качение) масс горных пород на склоне (в виде крупных и мелких глыб – обвалы; щебня и дресвы – осыпи) в результате их отрыва от коренного массива [4].

Таблица 1.1

### Катастрофические оползни\*

Период, гг.	Местоположение	Характеристика события	Разрушительные последствия и человеческие жертвы
2002–2005	РФ, Саратовская область, г. Вольск, Восточные склоны Приволжской возвышенности	Природно-техногенный оползень в центральной части города	Отселена 321 семья, проживавшая в 237 домах
2008	Китай, Сычань, окрестности г. Чэньду	Сейсмогенные оползни, обломочные лавины и сели	Погибло 20 тыс. человек
2012	Афганистан, провинция Баглан	Сейсмогенный оползень	Погребено более 20 домов. Погибло 80 человек
2015	Грузия, г. Тбилиси	Оползень, вызванный ливневыми дождями	Оползень перекрыл ущелье реки Вере и стал причиной наводнения в Тбилиси. Массовая гибель животных в Тбилисском зоопарке. Погибло 19–22 человека

\*Источник: <https://bigenc.ru/geography/text/4097105>.

Обвал происходит на крутых склонах (более 45°) из-за потери сцепления с основным телом в результате роста трещин отрыва или потери опоры [1].

В России по условиям рельефа и геологическим особенностям местности оползнеопасными являются около 40 % территории [1]. Наибольшей площадью и интенсивностью оползневые процессы характеризуются в горных областях Кавказа и Урала. В южных районах Сибири оползни развиваются в основном на берегах водохранилищ и рек, а в пределах Дальнего Востока – еще и в примыкающей к морским берегам полосе [3].

Наиболее масштабные оползни, которые привели к масштабным разрушениям (в том числе на морском дне), либо к многочисленным человеческим жертвам, либо к кардинальному негативному изменению природного ландшафта, представлены в табл. 1.1

## **1.2. Инженерная защита оползне- и обвалоопасных территорий**

Перед разработкой проектных решений по инженерной защите необходимо провести полный комплекс инженерных изысканий на исследуемой территории. Также для выбора наиболее корректного проектного решения необходима информация по мониторингу исследуемого участка территории с наблюдениями за динамикой инженерно-геологических процессов.

Инженерные изыскания для проектирования инженерной защиты следует проводить в соответствии с требованиями: СП 47.13330, СП 11-102, СП 11-103, СП 11-104, СП 11-105, территориальным строительным нормам по инженерным изысканиям и исследованиям грунтов для строительства. Состав, содержание и детальность материалов инженерных изысканий определяют соответствующим масштабом необходимых графических материалов [22].

В ходе инженерно-геологических изысканиях на оползне- и обвалоопасных территориях необходимо устанавливать следующие факторы:

1. Типы и подтипы склоновых процессов по механизму смещения пород.

2. Условия их возникновения и характер проявления,

3. Выявлять взаимосвязь оползневых деформаций с:

– рельефом;

– геологическим строением;

– воздействием подземных вод;

– геологическими и инженерно-геологическими процессами (эрозия, абразия, выветривание, подтопление, осушение и др.);

– с результатами хозяйственной деятельности (подрезка, пригрузка склонов, изменение уровня подземных вод, уничтожение древесной растительности, динамические нагрузки и т.п.) [15].

При проектировании инженерной защиты от оползневых и обвальных процессов следует рассматривать следующие мероприятия и сооружения, направленные на предотвращение и стабилизацию этих процессов [22]:

- изменение рельефа склона в целях повышения его устойчивости;

- для береговых склонов – защита от подмыва устройством берегозащитных сооружений;

- регулирование стока поверхностных вод с помощью вертикальной планировки территории и устройства системы поверхностного водоотвода;

- предотвращение инфильтрации воды в грунт и эрозионных процессов;

- искусственное понижение уровня подземных вод;

- агролесомелиорация;

- закрепление грунтов (в том числе армированием);

- устройство удерживающих сооружений и конструкций;

- прочие мероприятия (регулирование тепловых процессов с помощью теплозащитных устройств и покрытий, защита от вредного влияния процессов промерзания и оттаивания, установление охранных зон и т.д.).

Выбор конкретного инженерного решения по защите территории определяется на основании технико-экономического сравнения вариантов.

### ***1.2.1. Изменение рельефа склона, регулирование стока подземных и поверхностных вод***

Данный вид инженерной защиты можно отнести к конструктивному, при котором не выполняются отдельные защитные сооружения. Основная идея заключается в применяемых мероприятиях и работе с самим грунтовым массивом. Среди данных мероприятий можно выделить:

1. Изменение рельефа склона. Образование рационального профиля склона (откоса), которое достигается приданием ему требуемой крутизны и террасированием склона (откоса), удалением или заменой неустойчивых грунтов, отсыпкой в нижней части склона упорной призмы (контрбанкета).

При проектировании уступчатой формы откоса размещение берм и террас следует предусматривать на контактах пластов грунтов и в местах высачивания подземных вод. На террасах необходимо предусматривать устройство водоотводов (нагорных канав), а в местах высачивания подземных вод – дренажей (рис. 1.3).

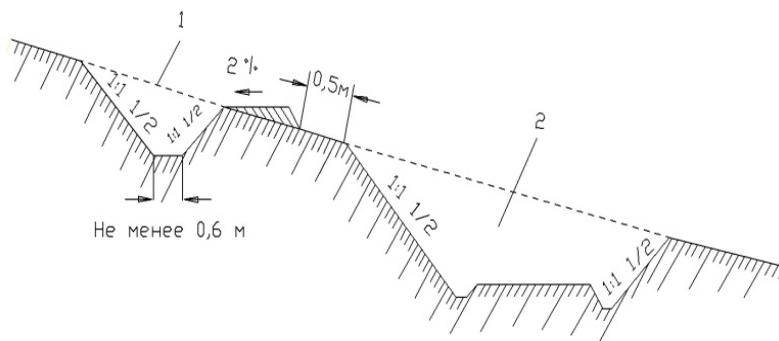


Рис. 1.3. Нагорная канава при выемке:

1 – нагорная канава, 2 – выемка (Источник: <http://agrolib.ru/rasteniiovdstvo/item/f00/s00/e0000562/index.shtml>)

2. Удаление и замена неустойчивых грунтов. Данное решение следует предусматривать, если обеспечение их устойчивости оказывается неэффективным или экономически нецелесообразным, так как оно сопряжено с большим объемом земляных работ и необходимостью утилизации неустойчивых (слабых) грунтов.

3. Организация беспрепятственного стока поверхностных вод. Не допускается застаивание вод на бессточных участках и попадание на склон вод с присклоновой территории.

Искусственное понижение уровня подземных вод (водопонижение) следует предусматривать для устранения или ослабления разупрочняющего и разрушающего воздействия подземных вод на грунты, снижения или устранения фильтрационного давления.

Виды водопонизительных устройств для понижения уровня подземных вод: траншейные дренажи, закрытые дренажи, трубчатые и галерейные дренажи, пластовые дренажи, водопонизительные скважины.

### ***1.2.2. Удерживающие сооружения***

Удерживающее сооружение – конструкция, воспринимающая оползневое давление смещающегося грунта и обеспечивающая устойчивость склона (откоса) и сооружения с заданным коэффициентом запаса [10].

Удерживающие сооружения следует предусматривать для предотвращения оползневых и обвальных процессов при невозможности или экономической нецелесообразности изменения рельефа склона (откоса) [22].

Виды удерживающих сооружений:

- Подпорные стены на естественном или свайном основании (рис. 1.4).

- Свайные конструкции и столбы – для закрепления неустойчивых участков склона (откоса) и предотвращения смещений грунтовых массивов по ослабленным поверхностям [22]. В качестве свай, как правило, используют буронабивные сваи большого диаметра.

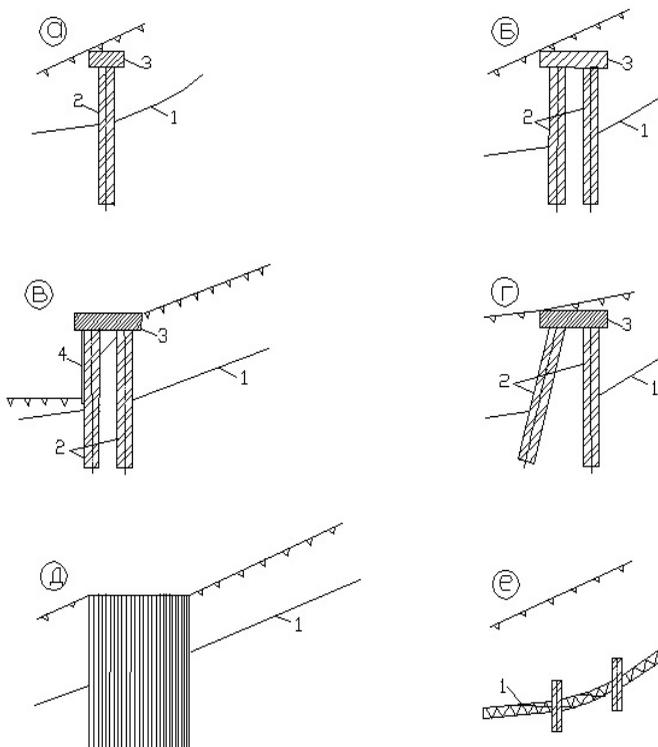


Рис. 1.4. Свайные конструкции (СП 436.1325800.2018):  
*а* – однорядные; *б, в, г* – многорядные; *д* – контрфорсные;  
*е* – сваи-шпонки; *1* – поверхность скольжения; *2* – сваи  
(баретты); *3* – ростверки; *4* – грунтоудерживающая стенка

В отдельных случаях допускается применять наклонные буринъекционные сваи, располагаемые по козловой схеме. Забивные сваи заводского изготовления допускается применять при незначительной мощности оползней и только при погружении их в лидерные скважины или методом вдавливания. Однорядное расположение (см. рис. 1.4, *а*) соответствующее консольной схеме работы сваи, применяется при сравнительно небольшой мощности оползневом тела (до 5–6 м). С ее увеличением следует раскреплять ряд из буровых свай грунтовыми анкерами, что позволит снизить переме-

щения удерживающих конструкций и внутренние усилия в сваях, или переходить на двухрядные и многорядные конструкции (см. рис. 1.4, б, в, з), работающие по рамной схеме. Головы свай в этом случае объединяются железобетонным ростверком, на котором дополнительно может устраиваться подпорная стенка. В отдельных случаях при выраженной поверхности скольжения оползневого массива, проходящей в слое слабого грунта ограниченной мощности (как правило, не более 1,5–2,0 м), могут быть использованы сваи-шпонки, выполняемые буровым способом (см. рис. 1.4, е) [26].

- Анкерные и нагельные крепления – в качестве самостоятельного удерживающего сооружения (с опорными плитами, балками и т.д.) и в сочетании с подпорными стенами, сваями, столбами [22]. Основным условием применения анкерных конструкций является наличие на достаточном расстоянии прочных грунтов, в которых располагается корневая часть анкера. В практике строительства применяются грунтовые анкеры (анкерные сваи) длиной от 10–15 до 50–60 м и более. По назначению анкеры подразделяются на две категории: временные – используемые в строительный период, и постоянные – обеспечивающие устойчивость строительного объекта на весь период, эксплуатации. В конструктивном отношении временные и постоянные анкерные конструкции не имеют принципиального отличия, за исключением степени защиты от коррозии. Основными конструктивными элементами анкеров являются: оголовок – часть анкера, обеспечивающая его закрепление в опорной конструкции или сооружении с последующим натяжением; анкерная тяга – напрягаемый элемент, передающий растягивающее усилие от анкеруемого сооружения в анкерную заделку (корень); анкерная заделка – корневая часть анкера, обеспечивающая передачу выдергивающего усилия от сооружения окружающему грунту.

- Поддерживающие стены – для укрепления нависающих скальных карнизов (рис. 1.5, а).

- Контрфорсы – отдельные опоры и конструкции из них, врезанные в устойчивые слои грунта, для подпираания грунтовых и

скальных массивов. Как правило, контрфорсы применяют для локального укрепления неустойчивых монолитных скальных массивов, разрушение которых может привести к нарушению устойчивости склона в целом. При неоднородном, нарушенном залегании скальных грунтов пространство между контрфорсами усиливается (закрепляется) поддерживающими и подпорными стенами, облицовкой или железобетонными поясами (опоясками) [26] (рис. 1.5, в).

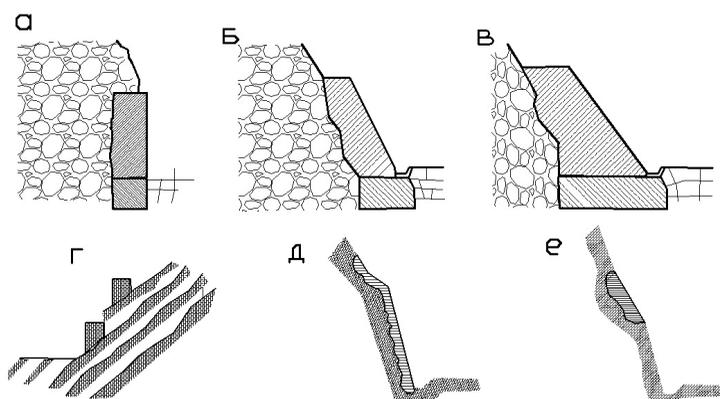


Рис. 1.5. Монолитные удерживающие сооружения (СП 436.1325800.2018):  
*а* – поддерживающая стена; *б* – подпорная стена; *в* – контрфорс;  
*г* – опояски; *д* – облицовочная стена; *е* – пломба

- Опояски (упорные пояса) – невысокие массивные сооружения, их применяют для укрепления неустойчивых наклонных слоев горных пород, когда использование подпорных стен или контрфорсов нецелесообразно по технико-экономическим соображениям. Опояски выполняются в виде системы горизонтальных элементов по ширине и длине удерживаемого склона каскадом или в шахматном порядке [26] (рис. 1.5, г).

- Облицовочные стены – для закрепления раздробленных и ослабленных зон скальных склонов сравнительно небольшой мощности и защиты от дальнейшей эрозии горных пород [26] (рис. 1.5, д).

- Пломбы (заделка пустот, образовавшихся в результате вывалов на склонах) – для предохранения скальных грунтов от выветривания и дальнейших разрушений (рис. 1.5 е).

- Покровные сетки в сочетании с анкерными и нагельными креплениями [22]. Как правило, покровные сетки применяют совместно с улавливающим сооружением, расположенным между подошвой склона и границей линейного сооружения, в пазухах которого будет происходить накопление обломочного материала [26].

### 1.2.3. Улавливающие сооружения

Данные сооружения относятся к методам пассивной противообвальной защиты. Как правило, улавливающие сооружения применяются, если устройство удерживающих сооружений или предупреждение обвалов, вывалов и камнепада путем удаления неустойчивых массивов невозможно или экономически нецелесообразно [22]. К улавливающим сооружениям и устройствам относятся:

- Стены. По конструктивным решениям их подразделяют на: улавливающие траншеи и полки с бордюром, улавливающие стены, оградительные улавливающие стены, улавливающие валы [26].

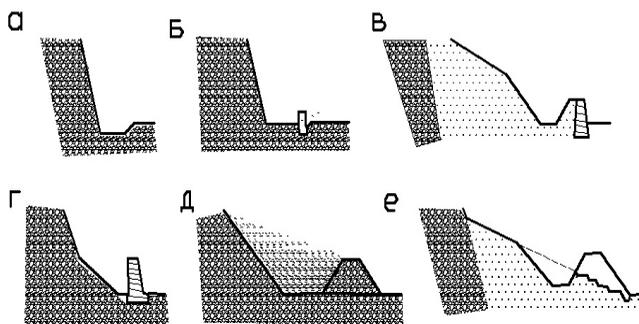


Рис.1.6. Массивные улавливающие сооружения (СП 436.1325800):  
а – улавливающая траншея; б – улавливающая полка с бордюром;  
в – улавливающая стена; г – оградительная улавливающая стена;  
д – улавливающий вал у подошвы; е – улавливающий вал на склоне

Улавливающие траншеи, валы, а также стены располагают непосредственно у подошвы откоса и на склоне. Улавливающие полки с бордюром следует устраивать только у подошвы склонов.

- Гибкие улавливающие сооружения: пассивная покровная сетка, гибридный барьер с покровной сеткой, гибридный барьер.

Улавливающие стены и сетки располагают у подошвы склонов (откосов) крутизной  $25\text{--}35^\circ$  для защиты от воздействия осыпей, вывалов, падения отдельных скальных обломков и небольших обвалов.

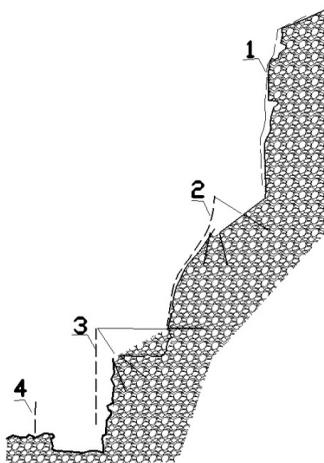


Рис. 1.7. Гибкие улавливающие сооружения (СП 436.1325800.2018):

1 – пассивная покровная сетка; 2 – гибридный барьер с покровной сеткой; 3 – гибридный барьер с подвесной сеткой; 4 – гибкий барьер

Гибкие барьеры рекомендуется проектировать прямолинейного в плане очертания вида, минимизируя количество стоек и растяжек в пределах обвалоопасного участка во избежание повреждения прямым попаданием обломков. При перекрытии обвалоопасного лога с отвесными бортами применяются решения без стоек – с закреплением продольных тросов непосредственно анкерами на противоположных бортах лога. При многоярусном расположении расстояние между ярусами следует назначать в зависимости от предполагаемо-

го отклонения барьера при ударе, при этом растяжки барьеров одного яруса не должны пересекать барьеры другого яруса.

#### ***1.2.4. Противообвальные галереи***

Противообвальные галереи необходимо размещать на обвальных участках железных, автомобильных и пешеходных дорог для защиты от падающих обломков и глыб и рассчитывать на нагрузки и воздействия падающих скальных обломков (рис. 1.8) [22].



Рис.1.8. Противообвальная галерея  
(Источник: <https://mapio.net/pic/p-44353397/>)

Пропускающие галереи в зависимости от топографических и геологических условий, действующих нагрузок и возможностей производства работ могут иметь следующие конструктивные решения:

– балочные галереи, разгружающие низовые опоры от горизонтальных нагрузок. Они наиболее просты по устройству и монтажу, используются при сравнительно небольших уровнях воздействий;

– рамные галереи – позволяют сократить объем работ по устройству перекрытий и опор, что важно при значительных нагрузках на конструкции;

– арочные галереи – их конструкции существенно снижают материалоемкость сооружения, однако их применение ограничено то-

пографическими и геологическими условиями, поскольку низовые опоры воспринимают значительные горизонтальные силы;

– консольные галереи, используемые для защиты от мелких обломков скального грунта и осыпного материала, требуют надежного крепления перекрытия в устойчивый скальный грунт нагорного склона;

– гибкие подвесные галереи работают как упругодеформируемые системы, аналогично гибким улавливающим конструкциям; не исключают падения на проезжую часть продуктов осыпей, обломков крупностью менее размера ячеек покровной сетки; испытывают значительные деформации под нагрузкой, что следует учитывать для обеспечения нормативных габаритов приближения к защищаемому объекту [26].

### *1.2.5. Агролесомелиорация*

Агролесомелиорация является дополнительным вспомогательным методом инженерной защиты, предусматриваются в комплексе с другими противооползневыми и противообвальными мероприятиями для увеличения устойчивости склонов (откосов) за счет укрепления грунта корневой системой, осушения грунта, предотвращения эрозии, уменьшения инфильтрации в грунт поверхностных вод, снижения воздействия выветривания [22].

Непосредственно к агролесомелиоративным мероприятиям относят посадку деревьев, кустарников и лиан в сочетании с посевом многолетних трав или одерновкой, образующих покровно-барьерную систему посадок. Подбор растений, их размещение в плане, типы и схемы посадок следует назначать в соответствии с почвенно-климатическими условиями, особенностями рельефа и эксплуатации склона, а также с учетом требований к охране окружающей среды и эстетических требований.

## 2. КАРСТ

### 2.1. Общие положения

Существует много определений данного инженерно-геологического процесса. Ниже представлены основные из них:

1. Карст – это комплексный геологический процесс, обусловленный растворением подземными и (или) поверхностными водами горных пород, проявляющийся в их ослаблении, разрушении, образовании пустот и пещер, изменении напряженного состояния пород, динамики, химического состава и режима подземных и поверхностных вод, в развитии суффозии (механической и химической), эрозий, оседаний, обрушений и провалов грунтов и земной поверхности [22].

2. Карст – совокупность геологических процессов и явлений, обусловленных растворением подземными и поверхностными водами горных пород и проявляющихся в образовании в породах пустот, нарушении их структуры и изменении свойств. Карстовый процесс сопровождается размывом пород, суффозией, деформациями поверхности земли и оснований зданий и сооружений (провалы, оседания, воронки), изменением свойств грунтов покрывающей толщи, формированием особого характера циркуляции и режима поверхностных вод и специфического рельефа местности [5].

Без преувеличения карст является одним из самых опасных инженерно-геологических процессов. Это связано, прежде всего, с тем, что образование карстовых провалов и полостей сложно прогнозируемо во времени и объемах.

По составу закарстованных пород выделяют три вида карста:

- карбонатный (труднорастворимые породы – известняк, доломит, мел, мрамор, мергель);
- сульфатный (среднерастворимые породы – гипс, ангидрит);
- хлоридный или соляной (легкорастворимые породы – галит, сильвин, карналлит).

При производстве изысканий в районах развития карста в труднорастворимых карбонатных породах основное внимание

должно быть направлено на выявление уже сформировавшихся карстовых форм (их положения и параметров), поскольку время, необходимое для образования новых значительных по размеру карстовых пустот, не соизмеримо, как правило, со сроком службы инженерных сооружений. Наряду с выявлением крупных карстовых форм, следует уделять особое внимание изучению сети раскарстованных трещин, резко повышающих водопроницаемость массива, особенно при возможности утечек промышленных вод, обогащенных кислотами, органическими соединениями и другими токсикантами, которые могут ускорить развитие карста и вызвать загрязнение водоносных горизонтов [16].

При изысканиях на участках развития доломитового карста необходимо выявлять наличие доломитовой муки, ее мощность и свойства, возможность выноса напорной фильтрацией, наличие ослабленных зон, обуславливающих неоднородность естественных оснований и общую неоднородность массива, особенно при проектировании отстойников, хвостохранилищ и водоемов любого типа [16].

При изысканиях в районах распространения мелового карста, особенно в толщах пясчистого мела, представленных пестрым чередованием рыхлых разностей мела и мелоподобных мергелей, необходимо детальное изучение приразломных зон дробления, участков повышенной трещиноватости, где карстовые явления развиваются весьма активно, с образованием многочисленных подземных пустот типа «лисых нор» и карстовых провалов. Следует учитывать, что меловые породы в значительной степени чувствительны к различным техногенным воздействиям: при сосредоточенных утечках водопроницаемых и кислых сточных вод происходит быстрое разрушение мела с превращением его в пластичную или текучую массу [16].

При производстве изысканий в районах развития сульфатного карста необходимо учитывать относительно высокую скорость процесса растворения (несколько лет или десятилетий), соизмеримую со сроком службы сооружений. В связи с этим требуется изучение

не только существующих карстовых форм, но также условий и скорости растворения пород. Гипсы и ангидриты в основном слабо трещиноваты (трещины редкие, большей частью закрытые) и имеют незначительную пористость. Карст развивается крайне неравномерно – по контактам с водопроницаемыми породами и по редкой неравномерной системе трещин. В кровлю гипсово-ангидритовых толщ карст обычно проникает на глубину от нескольких до 10–15 м. На поверхности кровли растворимых пород возможно образование сплошных карстовых полостей пластового характера [16].

При изучении хлоридного (соляного) карста для оценки интенсивности процесса особое внимание следует уделять изучению режима подземных вод (активности водообмена, насыщенности соляных растворов), а также соляно-купольной тектоники. При этом следует учитывать, что в случаях доступа ненасыщенных вод к соляным толщам происходит быстрое растворение пород, при этом образуются крупные провалы, происходит общее оседание земной поверхности с формированием мульд оседания, вызывающее массовые деформации и разрушения зданий и сооружений [16].

## **2.2. Инженерная защита карстоопасных территорий**

Для инженерной защиты вновь возводимых и эксплуатируемых зданий и сооружений применяют следующие основные противокарстовые мероприятия или их сочетания:

- планировочные;
- водозащитные и противofiltrационные;
- геотехнические (укрепление оснований);
- конструктивные;
- технологические;
- эксплуатационные.

К дополнительным мероприятиям инженерной защиты относят:

- технологические;
- эксплуатационные.

### *2.2.1. Конструктивные мероприятия*

Конструктивные мероприятия не влияют на протекание карстово-суффозионных процессов и обеспечивают сохранность сооружений при возникновении под фундаментами провалов (оседаний) с диаметрами, не превышающими предусмотренные проектом расчетные значения [28].

Конструктивные мероприятия предполагают создание рациональной конструктивной системы «здания/сооружения», обладающей требуемым резервом устойчивости и несущей способности строительных конструкций к восприятию усилий, обусловленных карстовыми деформациями:

- применение в фундаментно-подвальной части плоских или ребристых фундаментных плит и перекрестных ленточных фундаментов из монолитного железобетона, монолитных железобетонных стен, применение свайных фундаментов с прорезкой сваями закарстованной толщи;
- применение в надфундаментной части жесткого каркаса здания, повышение жесткости конструктивной системы здания горизонтальными и вертикальными связями и поясами и т.п. [28].

Фундаменты зданий и сооружений на закарстованных территориях должны выполняться из монолитного железобетона. Ленточные фундаменты должны проектироваться неразрезными.

Проектирование свайных фундаментов на закарстованных территориях в виде висячих свай или свай-стоек следует выполнять с соблюдением требований СП 24.13330 и следующих положений:

- для висячих свай могут применяться шарнирные и жесткие узлы сопряжения сваи с ростверком (рис. 2.1); при шарнирном сопряжении узел должен обеспечивать возможность выскальзывания сваи из ростверка, чтобы исключить дополнительное нагружение основания и конструкций сооружения зависающими сваями, находящимися на участке образовавшегося карстового провала; в случае жесткого сопряжения сваи и ростверка данные элементы в составе фундамента сооружения должны быть рассчитаны на дополнительную нагрузку при образовании карстового провала (собственный вес свай, вес грунта и т.п.);

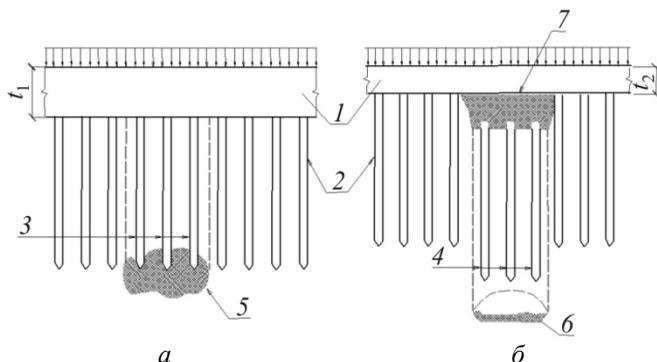


Рис. 2.1. Конструкция свайных фундаментов (СП 499.1325800): *а* – жесткое сопряжение свай и плиты ростверка высотой  $t_1$ ; *б* – свободное соединение свай и плиты ростверка высотой  $t_2(t_2 < t_1)$ ; 1 – плита; 2 – сваи; 3 – сваи, зависшие над полостью с налипшим на них грунтом; 4 – сваи, свободно выпавшие из ростверка после образования под ними провала; 5 – карстовая полость; 6 – обрушенная карстовая полость; 7 – провал под ростверком

– образование карстового провала следует рассматривать в качестве расчетной ситуации, соответствующей исключению из работы фундамента свай, расположенных в границах расчетного диаметра провала. В отношении фундаментов на сваях-стойках следует рассматривать исключение из работы не менее одной сваи (рис. 2.2). Расчетный диаметр карстового провала необходимо определять по формуле (5.1) СП 499.1325800;

– конструкция свайного фундамента должна обладать требуемым резервом несущей способности, обеспечивающим перераспределение дополнительных усилий от свай, исключенных из работы, между смежными сваями [28].

Дополнительно рекомендуется учитывать сценарий возникновения провала на участках, расположенных вне границ проектируемого сооружения и прилегающих к зоне устройства свайного фундамента, что может послужить причиной разуплотнения прорезаемых сваями грунтов, снижения несущей способности свай и возникновения в них дополнительных усилий изгиба.

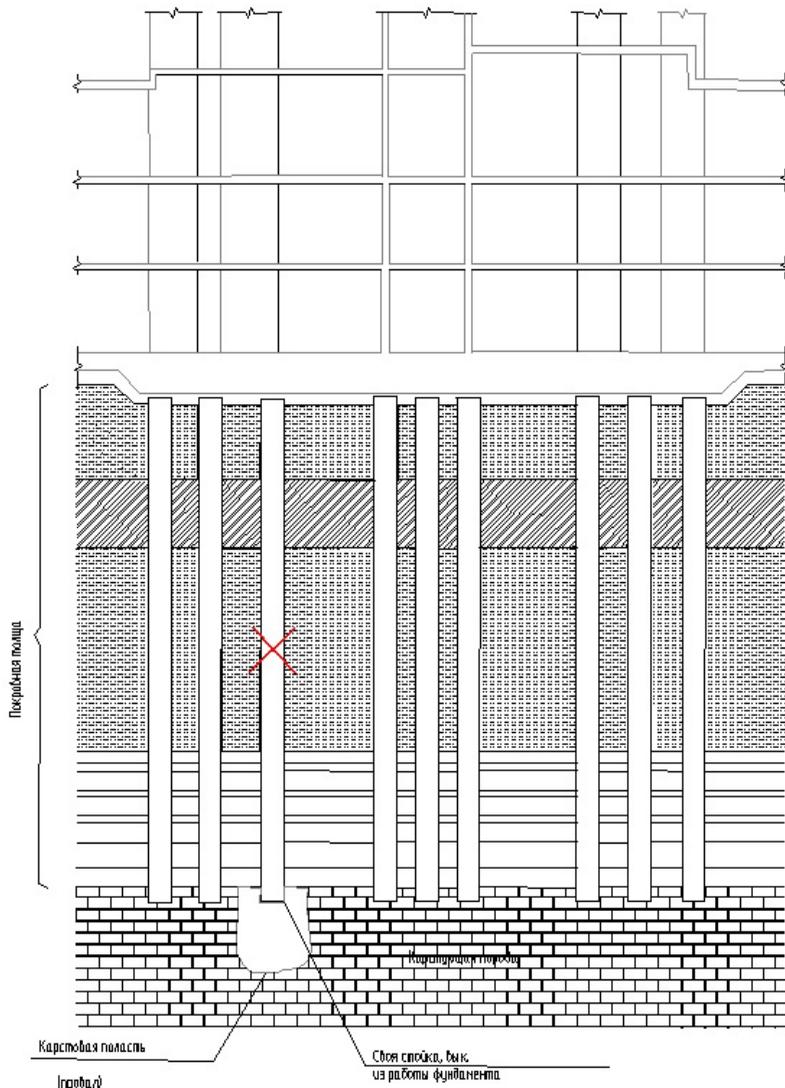


Рис. 2.2. Расчетная схема фундамента на сваях-стойках (СП 499.1325800)

При расчете свай и ростверков в условиях возможного провалообразования следует учитывать дополнительные негативные

усилия, возникающие на боковой поверхности из-за перемещения грунтов покрывающей толщи и пород в пределах карстующейся толщи. При развитии карста в труднорастворимых горных породах дополнительно следует учитывать возникновение усилий от изгиба свай в соответствии с расчетными сценариями, рекомендованными СП 24.13330.

### ***2.2.2. Геотехнические мероприятия***

Геотехнические мероприятия подразумевают изменение прочностных, деформационных и фильтрационных свойств карстующихся грунтов и грунтов покрывающей толщи для исключения активизации карстово-суффозионных процессов или сведения к минимуму их последствий. Геотехнические противокарстовые мероприятия осуществляются путем преобразования свойств грунтового массива в активной зоне фундаментов или в грунтах покрывающей толщи. Геотехнические мероприятия выполняются несколькими способами (или их комбинацией):

- тампонаж карстовых полостей;
- инъекционное закрепление трещиноватых закарстованных пород;
- закрепление грунтов покрывающей толщи.

Геотехнические противокарстовые мероприятия предполагают ликвидацию существующих карстовых полостей, изменение физико-механических характеристик грунтов основания для исключения образования карстовых деформаций или их влияния на безопасность зданий и сооружений.

Геотехнические противокарстовые мероприятия разделяют на два типа:

- мероприятия, направленные на исключение условий образования, развития и проявления карста (тип 1);
- мероприятия, направленные на обеспечение прочности и устойчивости сооружения при возможном проявлении карстовых деформаций (тип 2).

Геотехнические мероприятия типа 1 предполагают закрепление (тампонаж) толщи карстующихся пород в результате заполнения тампонажными растворами пустот, каналов, трещиноватых зон и иных форм разуплотнения.

Геотехнические мероприятия типа 2 предполагают закрепление грунтов в толще над карстующимися породами, в основании сооружения, тампонирование поверхностных карстовых деформаций или сочетание указанных мероприятий.

Закрепление грунтов покрывающей толщи и усиление грунтов в основании зданий и сооружений предполагает производство работ с применением следующих методов:

- инъекция растворов (химических или цементных на основе микроцемента) в режиме пропитки;
- инъекция цементных растворов в режиме гидроразрыва;
- струйная цементация.

Для сооружений классов КС-2 и КС-3<sup>1</sup> геотехнические мероприятия по закреплению карстующихся пород и грунтов покрывающей толщи могут быть реализованы в соответствии с одним из следующих вариантов:

- тампонаж карстующейся и трещиноватой зоны до уровня кровли монолитной (незакарстованной) толщи в сочетании с полным или частичным закреплением грунтов покрывающей толщи (рис. 2.3, *а*);

- тампонаж карстующейся и трещиноватой зоны до уровня кровли монолитной (незакарстованной) толщи (рис. 2.3, *б*);

- закрепление грунтов покрывающей толщи непосредственно над карстующимися породами; толщину зоны закрепления при этом определяют расчетом (рис. 2.3, *в*);

- закрепление толщи грунтов непосредственно под фундаментами здания или сооружения, толщину зоны закрепления при этом определяют расчетом.

---

<sup>1</sup> Класс ответственности сооружений принимается в соответствии с ГОСТ 27751-2014.

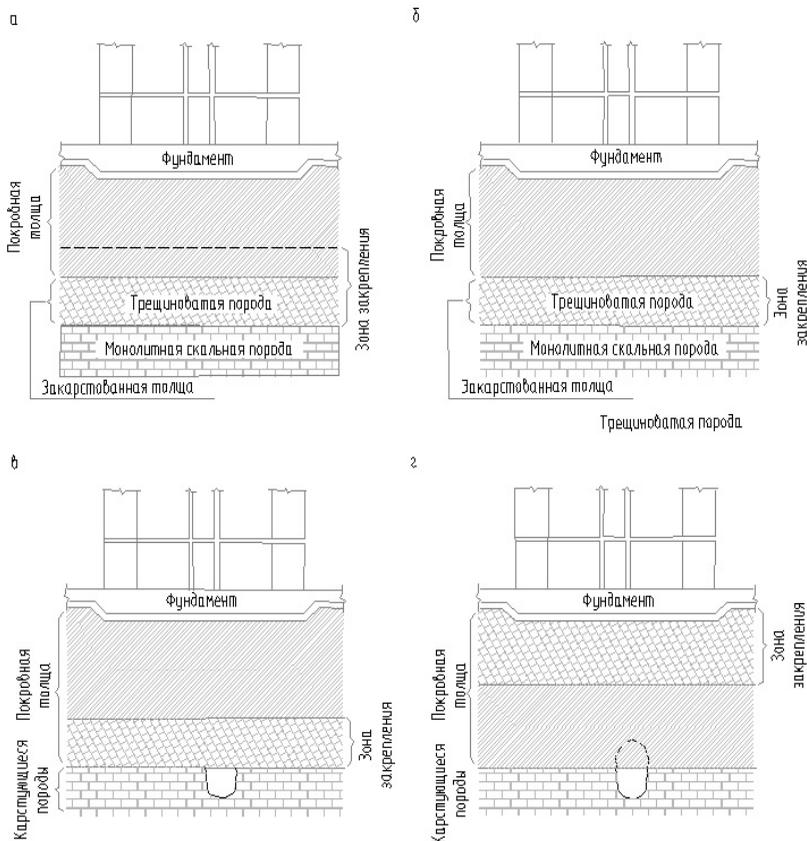


Рис. 2.3. Принципиальные схемы выполнения геотехнических мероприятий (СП 499.1325800): *а* – тампонаж карстующейся и трещиноватой зоны до уровня кровли монолитной (незакарстованной) толщи в сочетании с закреплением толщи покровных отложений; *б* – тампонаж карстующейся и трещиноватой зоны до уровня кровли монолитной (незакарстованной) толщи; *в* – закрепление покровных отложений непосредственно над карстующимися породами; *г* – закрепление толщи грунтов непосредственно под фундаментом здания или сооружения

Шаг скважин, давление нагнетания и иные параметры цементации должны быть подтверждены или откорректированы по результатам выполнения работ на опытных участках. При выпол-

нении противокарстовых мероприятий типа 1 по схеме локальной цементации число опытных участков рекомендуется принимать:

- не менее одного участка из трех скважин при общем количестве скважин менее 35 шт.;

- не менее двух участков по три скважины при общем количестве скважин от 35 до 50 шт.

При количестве скважин более 50 шт. и при выполнении противокарстовых мероприятий типа 1 по схеме площадной цементации число скважин в границах опытных участков должно составлять не менее 3 % общего числа рабочих скважин.

При выполнении противокарстовых мероприятий типа 2 площадь опытных участков должна охватывать не менее 5–10 % общей площади закрепления.

Проектная документация на выполнение геотехнических противокарстовых мероприятий должна содержать:

- перечень контролируемых параметров цементации или закрепления;

- сведения о габаритах закрепляемой области (указания о требуемой мощности закрепляемого массива и его границах в плане);

- схему расположения инъекционных скважин;

- схему расположения опытных участков;

- указания по очередности выполнения рабочих скважин;

- сведения о контрольных мероприятиях и схему расположения контрольных скважин;

- параметры окончания цементации в соответствии с СП 499.1325800;

- расчетные значения контролируемых параметров, например, значения физико-механических характеристик грунтов, подвергнутых цементации или закреплению (при необходимости);

- сведения о видах и составах инъекционных растворов, применяемых марках вяжущих, реагентов и иных добавок, необходимых для приготовления инъекционных растворов.

### ***2.2.3. Водозащитные мероприятия***

Водозащитные противокарстовые мероприятия назначают для предотвращения активизации карстово-суффозионных процессов под влиянием техногенных изменений гидрогеологических условий в период строительства и эксплуатации зданий и сооружений.

К водозащитным мероприятиям относят:

- вертикальную планировку земной поверхности и устройство надежной ливневой канализации с отводом вод за пределы застраиваемых участков;

- мероприятия по борьбе с утечками промышленных и хозяйственно-бытовых вод;

- исключение скопления поверхностных вод в котлованах и на площадках в период строительства, строгий контроль за качеством работ по гидроизоляции, укладка водонесущих коммуникаций и продуктопроводов, засыпка пазух котлованов;

- ограничение объемов откачки подземных вод.

Основным принципом проектирования водозащитных мероприятий на закарстованных территориях является максимальное ограничение инфильтрации естественных и техногенных, включая агрессивные, вод в грунт. При разработке водозащитных мероприятий следует исключить повышение уровней подземных вод (особенно в сочетании со снижением уровней нижезалегающих водоносных горизонтов), резкие колебания уровней и увеличение скоростей движения подземных вод и т.п. [28].

### ***2.2.4. Технологические мероприятия***

Основная задача технологических мероприятий – исключить протечки в основание сооружения для предотвращения активизации карстово-суффозионных процессов. Технологические противокарстовые мероприятия включают: повышение надежности технологического оборудования и коммуникаций, их дублирование, контроль за давлением в коммуникациях и утечками из них, обеспечение возможности своевременного отключения аварийных участков и т.д.

Для сетей промышленных и бытовых вод на опасных в карстово-суффозионном отношении территориях следует предусматривать мероприятия по активному мониторингу:

- для напорных сетей мониторинг протечек рекомендуется организовать путем непрерывного контроля давления в трубопроводе;
- для безнапорных самотечных сетей периодического действия должен быть предусмотрен контроль протечек путем осмотра внутренней поверхности труб на целостность не реже двух раз в год;
- для безнапорных самотечных сетей постоянного действия может быть предусмотрен контроль утечек по данным уровнемеров, установленных в колодцах. Следует предусмотреть устройство контрольного колодца с уровнемером для контроля поступления утечек в специально оборудованные лотки [28].

### **2.2.5. Эксплуатационные мероприятия**

В состав эксплуатационных мероприятий входят:

- геотехнический мониторинг, включая мониторинг химического состава подземных вод и *pH* среды;
- строительное обследование технического состояния зданий, сооружений и их конструктивных элементов;
- контроль за выполнением мероприятий по борьбе с инфильтрацией поверхностных (дождевых и талых), промышленных и бытовых вод в грунт;
- запрещение сброса в грунт химически агрессивных промышленных и бытовых вод;
- контроль (ограничение) взрывных работ и источников вибрации.

Основным эксплуатационным противокарстовым мероприятием является геотехнический мониторинг. Проект и программа геотехнического мониторинга разрабатывается по специальному заданию в соответствии с требованиями СП 22.13330.

## **3. СЕЛЕВОЙ ПОТОК**

### **3.1. Общие положения**

Селевой поток – это процесс изливания с огромной скоростью грязекаменных потоков, насыщенных твердым материалом, возникающих при выпадении обильных дождей или интенсивном таянии снега в предгорных и горных районах. Различают связные и текучие сели [22].

Сели – внезапно возникающие кратковременные разрушительные горные (грязекаменные) потоки (скорость течения до 10 м/с), насыщенные обломочным материалом (до 50–70 % общего объема), образующиеся в руслах горных рек и временных водотоков во время длительных дождей и ливней, при интенсивном таянии снега и льда, а также при прорывах плотин, естественных и искусственных запруд в долинах, где имеются запасы рыхлого обломочного материала [27].

Для возникновения селей необходимо сочетание следующих условий:

- горный или холмистый рельеф с крутыми, преимущественно обнаженными склонами и значительными (не менее 0,1) уклонами русел постоянных и тальвегов временных водотоков;
- наличие значительных накоплений рыхлого или слабосвязанного обломочного и песчано-глинистого материала на склонах долин и в руслах водотоков;
- интенсивный сток, обусловленный выпадением значительного количества осадков, в том числе ливневого характера, реже – бурного таяния снега (льда), или прорывом естественных и искусственных запруд [5].

### **3.2. Инженерная защита от селевого потока**

Инженерные изыскания для проектирования мероприятий по инженерной защите от селевых потоков выполняются в соответствии с требованиями СП 479.1325800.

При выполнении инженерных изысканий в районах развития селевых процессов изучению подлежат: рельеф и геоморфологическое строение территории; геологические условия селеформирования; состав, состояние и свойства грунтов, оказывающих влияние на развитие селевых процессов; гидрометеорологические условия образования селевых потоков; растительный покров и геоботанические признаки селевых потоков; антропогенное влияние на формирование селевых потоков.

Программа инженерных изысканий для строительства в районах развития селевых процессов (далее – программа) должна содержать сведения и данные в соответствии с СП 47.13330, а также:

- сведения об условиях селеобразования в районе изысканий;
- сведения о характеристике селевой активности и селевого режима в районе изысканий;
- данные об известных проявлениях селевых процессов и связанных с ними разрушениях и деформациях зданий и сооружений, а также аномальных ливнях и связанных с ними паводках в исследуемом районе;
- данные о ранее выполненных мероприятиях инженерной защиты и состоянии действующих защитных сооружений;
- обоснование необходимости проведения локального мониторинга селевых процессов на территории изысканий.

При изысканиях в районах развития селей следует выделять следующие четыре типа очагов их зарождения:

- очаги, связанные со скоплением рыхлого материала (оползневого, обвально-осыпного, делювиального генезиса) в нижних частях склонов, в русле и на дне долины. При этом формирование селей связано с интенсивными осадками или снеготаянием;
- очаги, связанные с прорывом подпруд (завалов) на горных реках (образованных отложениями древних обвалов, оползней, селевых потоков), а также с прорывом гидротехнических сооружений. При этом формирование катастрофических явлений может не зависеть от атмосферных осадков и быть связано с размывом перемычки накопившейся водой, переливом через запруду, попятной эрозией или суффозией;

- очаги, связанные с интенсивным таянием современных ледников и снега, прорывом ледниковых озер и размывом моренных, флювиогляциальных, элювиально-делювиальных и других типов отложений (гляциальные сели);

- очаги, связанные с вулканической деятельностью и землетрясениями [16].

Основные сооружения и мероприятия по инженерной защите можно представить в виде табл. 3.1.

Таблица 3.1

### Мероприятия по инженерной защите от селевых потоков

Вид сооружения и мероприятия	Назначение сооружения, мероприятия и условия их применения
Селезадерживающие: плотины бетонные, железобетонные, из каменной кладки: водосбросные, сквозные; плотины из фунтовых материалов (глухие)	Задержание селевого потока в верхнем бьефе. Образование селехранилищ
Селепропускные: каналы; селеспуски	Пропуск селевых потоков через объект или в обход него
Селенаправляющие: направляющие и ограждающие дамбы; шпоры	Направление селевого потока в селепропускное сооружение
Стабилизирующие: каскады запруд; подпорные стены; дренажные устройства; террасирование склонов, агролесомелиорация	Прекращение движения селевого потока или ослабление его динамических характеристик
Селепредотвращающие: плотины для регулирования селеобразующего паводка; водосбросы на озерных перемычках	Предотвращение селеобразующих паводков
Организационно-технические: организация службы наблюдения и оповещения	Прогноз образования селевых потоков

#### **3.2.1. Селезадерживающие сооружения**

Основным типом селезадерживающих сооружений является селезадерживающие плотины. Могут выполняться как глухими, так и сквозными.

При проектировании селезадерживающих плотин следует предусматривать водопропускные сооружения для пропуска в нижний бьеф бытового стока реки, а также сброса водной составляющей наносоводных селей. При этом сбросной расход не должен превышать критического селеобразующего расхода, определяемого для участка ниже створа плотины.

Селезадерживающие плотины следует проектировать, как правило, без противофильтрационных устройств и без затворов на водопропускных сооружениях. Для аккумуляции селей допускается предусматривать плотины сквозной конструкции. Нагрузки на сквозные плотины следует принимать как на глухие (рис. 3.1).



Рис. 3.1. Селезадерживающие плотины: *а* – глухого типа; *б* – сквозного типа

При надлежащем технико-экономическом обосновании, с учетом утвержденной региональной или бассейновой схемы комплексного использования и охраны водных ресурсов допускается использование селехранилища как водохранилища, при этом проектом должна быть обеспечена аккумуляция селевого потока в селеопасный период.

Проектом селезадерживающих сооружений следует предусматривать возможность восстановления объема селехранилища после его заполнения путем наращивания плотины или очистки селехранилища [13].

### *3.2.2. Селепропускные сооружения*

Основными видами селепропускных сооружений являются:

– каналы – для пропуска селевых потоков через населенные пункты, промышленные предприятия и другие объекты, позволяющие в одном уровне с ними пропустить селевой поток через объект или в обход его;

– селеспуски – для пропуска селевых потоков через линейные объекты (автомобильные и железные дороги, каналы, газопроводы, нефтепроводы и др.) [22].

При проектировании селепропускных сооружений необходимо учитывать: инерционность селевого потока, стремление его к прямолинейному движению, ударный характер взаимодействия селевого потока с препятствием, заторный и валовый характер движения селевого потока, его истирающее воздействие на сооружение, способность селевого потока к руслопереформированию (рис. 3.2).



Рис. 3.2. Селеспуск на ручье Шумихинский (г. Сочи)

Размеры селепропускных сооружений с входными и выходными участками, а также размеры отводящего тракта должны назначаться из условия обеспечения транспортирующей способ-

ности потока через сооружения. При этом необходимо учитывать следующие требования:

- уклон дна сооружений должен приниматься не менее среднего уклона подходного участка селевого русла, длина которого принимается равной не менее двадцати ширин селевого потока;

- ширина сооружений, как правило, принимается равной средней ширине селевого потока на подходном участке селевого русла. При необходимости уменьшения ширины сооружения ее размер должен обеспечить беспрепятственный пропуск наиболее крупных твердых включений в селевом потоке с соответствующими направляющими устройствами;

- продольную ось селепропускного сооружения необходимо совмещать с динамической осью селевого потока; при необходимости поворота сооружения угол между осями должен приниматься не более  $8^\circ$ ;

- возвышение стен (перекрытий) селепропускных сооружений над максимальным уровнем селевого потока следует принимать равным  $0,2 H_{\max}$  (где  $H_{\max}$  – максимальная глубина селевого потока), но не менее 1 м для лотков и не менее 0,5 м для каналов.

### ***3.2.3. Селенаправляющие сооружения***

К селенаправляющим сооружениям относят дамбы и шпоры. Такие сооружения надлежит предусматривать для направления потока в селепропускные сооружения, отвода селевого потока от защищаемого объекта или предотвращения подмыва защищаемой территории.

### ***3.2.4. Стабилизирующие сооружения***

Стабилизирующие сооружения – система невысоких подпорных запруд вдоль селевого русла – преобразуют его продольный профиль в ступенчатый с меньшими уклонами, что препятствует формированию селей (рис. 3.3).

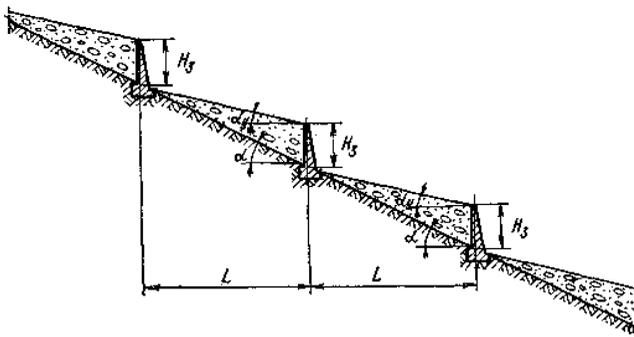


Рис. 3.3. Общий вид стабилизирующего сооружения

Стабилизирующие сооружения следует предусматривать для прекращения движения селевого потока или ослабления его динамических характеристик.

Для предотвращения подмыва бортов сооружения пропуск паводков через гребень запруды необходимо производить по специальному водосливному углублению, ширина которого обусловливается шириной пойменной части реки, а глубина – требованием пропуска расчетного дождевого паводка. Отверстия для выпуска воды в теле запруды располагают в пределах горизонтальной проекции водосливного углубления.

Запруды следует рассчитывать на прочность и устойчивость как подпорные стены с учетом гидростатического и фильтрационного давлений воды и отложившихся наносов.

Террасы (террасы-каналы, нагорные каналы) применяют для уменьшения максимального расхода дождевых паводков путем перехвата склонового стока и перевода его в грунтовый либо медленного отвода его в сбросные каналы или русла. Пропускная способность этих сооружений должна обеспечивать отвод паводка с вероятностью превышения 2 %.

### 3.2.5. Селепредотвращающие сооружения

Селепредотвращающие сооружения представлены плотинами для регулирования селеобразующего паводка. Плотины применя-

ют в условиях, когда очаг образования дождевого или гляциального селя<sup>2</sup> находится ниже очага формирования селя, и между этими участками рельеф позволяет создать регулируемую емкость. Плотина оборудуется выпуском воды, обеспечивающим автоматическое опорожнение регулирующей емкости с расходом, не превышающим селеобразующий. Для расчета объема емкости необходимы данные по пиковым объемам паводка с учётом запаса.



Рис. 3.4. Селепредотвращающая плотина со сбросными отверстиями в Австрии

Селепредотвращающие сооружения устраиваются также в тех случаях, когда присутствует угроза прорыва горных озер (к примеру, образовавшихся в результате закупоривания русла в результате обвала) (рис. 3.4).

---

<sup>2</sup> Гляциальные сели – селевые потоки, формирование которых связано с нарушением устойчивости ледниково-моренных комплексов.

## 4. СНЕЖНАЯ ЛАВИНА

### 4.1. Общие положения

Рассмотрим несколько определений.

Снежная лавина – это сосредоточенное движение больших масс снега, падающих или соскальзывающих с горных склонов в виде сплошного тела (мокрые лавины) или распыленного снега (сухие лавины) [22].

Снежная лавина – это масса снега, падающая или движущаяся со скоростью 20–30 м/с. Падение лавины сопровождается образованием воздушной предлавиной волны, производящей наибольшие разрушения. Лавиноопасными районами России являются: Кольский полуостров, Урал, Северный Кавказ, Восточная и Западная Сибирь, Дальний Восток.

Формирование лавин происходит в пределах лавинного очага.

Лавинный очаг – это участок склона и его подножья, в пределах которого движется лавина.

Каждый очаг состоит из трех зон: зарождения (лавиносор), транзита (лоток), остановки лавины (конус выноса).

К лавинообразующим факторам относятся: высота старого снега, состояние подстилающей поверхности, прирост свежевыпавшего снега, плотность снега, интенсивность снегопада, оседание снежного покрова, метелевое перераспределение снежного покрова, температура воздуха и снежного покрова.

Лавины образуются при достаточном снегонакоплении и на безлесных склонах крутизной от 15 до 50°. При крутизне более 50° снег просто осыпается, и условия к образованию снежной массы не возникают.

Оптимальные ситуации для возникновения лавин складываются на заснеженных склонах крутизной от 30 до 40°. Там лавины сходят тогда, когда слой свежевыпавшего снега достигает 30 см, а для старого (лежалого) необходим покров толщиной 70 см.

Считается, что ровный травянистый склон крутизной более 20° лавиноопасен, если высота снега на нем превышает 30 см.

С увеличением крутизны склонов возрастает вероятность образования лавин. Кустарниковая растительность не является препятствием для схода.

## 4.2. Инженерная защита

Инженерные изыскания для проектирования мероприятий по инженерной защите в лавиноопасных районах выполняются в соответствии с требованиями СП 428.1325800.

При выполнении инженерных изысканий в лавиноопасных районах изучению подлежат:

- рельеф территории и геоморфологические признаки сходов лавин;
- климат района и метеорологические условия сходов лавин;
- растительный покров и геоботанические признаки сходов лавин;
- характеристики снежного покрова и лавин.

Программа инженерных изысканий для строительства в районах развития селевых процессов должна содержать сведения в соответствии с СП 47.13330, а также данные:

- о сети метеорологических, снегомерных и снеголавинных станций в районе изысканий;
- основных особенностях факторов лавинообразования в районе изысканий;
- основных чертах снежности, лавинной активности и лавинного режима в районе изысканий;
- наличии материалов метеорологических, снегомерных и снеголавинных наблюдений Росгидромета, постов (станций) других министерств и ведомств с оценкой возможности их использования при решении поставленных задач;
- требуемых расчетных снеголавинных характеристиках и методах их определения.

При выполнении инженерных изысканий в лавиноопасных районах в их составе должно быть предусмотрено выполнение снеголавинных исследований. Как правило, снеголавинные ис-

следования выполняют в составе инженерно-гидрометеорологических изысканий.

В составе снеголавинных исследований предусматривают выполнение следующих видов работ:

- сбор, анализ и обобщение материалов гидрометеорологической, картографической и снеголавинной изученности территории, оценка возможности их использования при выполнении полевых и камеральных работ;
- дешифрирование космических и аэрофотоснимков с использованием топографических карт, цифровых моделей рельефа;
- полевые обследования территории (района, участка площадки, трассы) в летний и зимний периоды;
- наблюдения за метеорологическими характеристиками и лавинами в зимний период;
- камеральная обработка материалов с определением расчетных снеголавинных характеристик;
- составление технического отчета.

Основные сооружения и мероприятия по инженерной защите приведены в табл. 4.1.

Таблица 4.1

Мероприятия по инженерной защите от селевых потоков

Вид сооружения и мероприятия	Назначение сооружения, мероприятия и условия их применения
<p><b>I. Профилактические</b>            Организация службы наблюдения, прогноза и оповещения.            Искусственно регулируемый сброс лавин</p>	<p>Прогноз схода лавин. Прекращение работ и доступа людей в лавиноопасные зоны на время схода лавин и эвакуация людей из опасной зоны.            Регулируемый спуск лавин и разгрузка от неустойчивых масс снега путем обстрелов, взрывов, подпиливания карнизов и г.п. на основе прогноза устойчивости масс снега на склоне</p>
<p><b>II. Лавинопредотвращающие</b>            Системы снегоудерживающих сооружений (заборы, стены, щиты, решетки, мосты), террасирование склонов, агролесомелиорация.</p>	<p>Обеспечение устойчивости снежного покрова в зонах зарождения лавин, в том числе в сочетании с террасированием и агролесомелиорацией, регулирование снегонакопления.</p>

Вид сооружения и мероприятия	Назначение сооружения, мероприятия и условия их применения
Системы снегозадерживающих заборов и щитов. Снеговывдувающие панели (дюзы), кольктафели	Предотвращение накопления снега в зонах возникновения лавин путем снегозадержания на наветренных склонах и плато. Регулирование, перераспределение и закрепление снега в зоне зарождения лавин
<b>III. Лавинозащитные</b> Направляющие сооружения: стенки, искусственные русла, лавинорезы, клинья. Тормозящие и останавливающие сооружения: надолбы, холмы, траншеи, дамбы, пазухи. Пропускающие сооружения: галереи, навесы, эстакады	Изменение направления движения лавины. Обтеkanie лавиной объекта. Торможение или остановка лавины. Пропуск лавин над объектом или под ним

Выбор противолавинных комплексов сооружений и мероприятий следует производить с учетом режима и характеристик лавин и снежного покрова в зоне зарождения, морфологии лавиносбора, уровня ответственности защищаемых сооружений, их конструктивных и эксплуатационных особенностей.

#### *4.2.1. Лавинопредотвращающие сооружения*

Снегоудерживающие сооружения представляют собой опорно-подвесные конструкции, изготавливаемые из оцинкованного металла. Они применяются для предотвращения образования лавины. Устройства устанавливаются перпендикулярно направлению движения снега, начиная с зоны его отрыва и заканчивая боковыми границами.

Снегоудерживающие сооружения следует размещать в зоне зарождения лавины непрерывными или секционными рядами до боковых границ лавиносбора. В случае расположения защищаемого объекта в зонах зарождения канализированных лавин и осовов<sup>3</sup>, а

---

<sup>3</sup> Осов – снежный оползень, соскальзывающий по всей поверхности слаборасчлененного склона, не имеющего хорошо выраженных эрозионных борозд или врез

также ниже зон зарождения осовов застройке снегоудерживающими сооружениями подлежит та часть лавинного очага, лавины из которой оказывают непосредственное воздействие на объект.

Застройку склона лавинопредотвращающими сооружениями допускается сопровождать мероприятиями агролесомелиорации с посадкой быстрорастущих деревьев в зонах зарождения лавин в пределах естественного распространения лесной растительности в данной местности.

Все типы снеговыдувающих сооружений следует применять при направлении господствующего ветра относительно фронта сооружения в пределах от 50 до 90°. При угле направления ветра 30–50° или при отсутствии господствующего направления рекомендуется использовать пирамидальные и крестовидные кольктафели. Кольктафель – противолавинное сооружение снегорегулирующего действия, представляющее собой отдельно стоящие устройства, имеющие в сечении форму трапеции.

#### ***4.2.2. Лавинозащитные сооружения***

Лавинотормозящие сооружения следует применять для уменьшения или полного гашения скорости лавин на конусах выноса в зоне отложения лавин, где крутизна склона менее 23°. В отдельных случаях, когда защищаемый объект оказывается в зоне зарождения лавин и лавина имеет небольшой путь разгона, возможно расположение лавинотормозящих сооружений на склонах крутизной более 23°.

Расстояние между лавинотормозящими сооружениями в ряду назначается равным 3–4 , а между рядами – 4–5 высотам сооружения. Сооружения нижнего ряда устанавливаются напротив просветов верхнего ряда. Число рядов зависит от требуемого снижения скорости, но должно быть не менее трех.

Для пропуска лавин под линейными объектами следует сооружать специальные виадуки и мосты [22].

Лавиноостанавливающие сооружения (дамбы, стенки) допускается устанавливать в зоне отложения лавин. Сооружения разме-

щаются фронтально по направлению движения лавин с целью сбора всего объема лавин и сокращения их дальности выброса.

Высота лавиноостанавливающих сооружений должна быть не меньше суммы значений высоты фронта лавин, высоты снежного покрова в месте расположения сооружений, высоты отложений сошедших ранее лавин (рекомендуется использовать коэффициент сжатия, равный от 1,5 до 2, в зависимости от состояния снега), высоты заплеска лавины на фронтальную (нагорную) поверхность сооружения плюс 10 % полученной высоты сооружения.

Наилучший эффект достигается при увеличении угла наклона фронтальной поверхности до максимально возможных значений, определяемых расчетом.

Лавиноостанавливающие сооружения допускается сочетать с лавинотормозящими сооружениями [22].

## **5. ПЕРЕРАБОТКА БЕРЕГОВ МОРЕЙ, ВОДОХРАНИЛИЩ, ОЗЕР И РЕК**

### **5.1. Общие положения**

Переработкой берегов называют размыв и разрушение пород берегов под действием прибоя и русловых процессов.

Вид берегозащитных сооружений и мероприятий или их комплекса следует выбирать в зависимости от назначения и режима использования защищаемого участка берега с учетом в необходимых случаях требований судоходства, лесосплава, водопользования и пр. [22].

При выборе конструкций сооружений следует учитывать кроме их назначения наличие местных строительных материалов и возможные способы производства работ.

### **5.2. Инженерная защита (берегоукрепление)**

При проектировании берегозащитных сооружений на размываемых грунтовых основаниях глубину заложения фундаментов таких сооружений следует назначать ниже возможного размыва грунта с учетом воздействия проектируемого сооружения.

При этом следует учитывать толщину активного слоя наносов.

Глубину размыва подводного склона следует определять расчетом или устанавливать по данным натурных наблюдений, толщину активного слоя наносов – по данным натурных наблюдений.

При проектировании берегозащитных сооружений необходимо предусматривать мероприятия против общего и местного размывов дна.

Применение берегозащитных сооружений всех типов должно сопровождаться мероприятиями, предупреждающими размывы на участках, смежных с укрепляемым, или восполняющими дефицит пляжевого материала на этих участках.

Для инженерной защиты берегов рек, озер, морей, водохранилищ применяют следующие виды сооружений и мероприятий, представленные в табл. 5.1 [22].

Таблица 5.1

## Мероприятия по инженерной защите от селевых потоков

Вид сооружения и мероприятия	Назначение сооружения, мероприятия и условия их применения
<b>Волнозащитные</b>	
<i>1. Вдольбереговые</i>	
Подпорные береговые стены (набережные) волноотбойного профиля из монолитного и сборного бетона и железобетона, камня, ряжей, свай	На морях, водохранилищах, озерах и реках для защиты зданий и сооружений I и II классов, автомобильных и железных дорог, ценных земельных угодий
Шпунтовые стенки железобетонные и металлические	В основном на реках и водохранилищах
Ступенчатые крепления с укреплением основания террас	На морях и водохранилищах при крутизне откосов более 15°
Массивные волноломы	На морях и водохранилищах при стабильном уровне воды
<i>2. Откосные</i>	
Монолитные покрытия из бетона, асфальтобетона, асфальта	На морях, водохранилищах, реках, откосах подпорных земляных сооружений при достаточной их статической устойчивости
Гибкие бетонные покрытия	При волнах до 4 м
Покрытия из сборных плит	При волнах до 2,5 м
Покрытия из гибких тюфяков и сетчатых блоков, заполненных камнем	На водохранилищах, реках, откосах земляных сооружений (при пологих откосах и невысоких волнах – менее 0,5–0,6 м)
Покрытия из синтетических материалов и вторичного сырья	То же
<b>Волногасящие</b>	
<i>1. Вдольбереговые</i>	
Проницаемые сооружения с пористой напорной гранью и волногасящими камерами	На морях и водохранилищах
<i>2. Откосные</i>	
Наброска из камня, гибкие бетонные покрытия	На водохранилищах, реках, откосах земляных сооружений при отсутствии рекреационного использования
Наброска или укладка из фасонных блоков	На морях и водохранилищах при отсутствии рекреационного использования

Окончание табл. 5.1

Вид сооружения и мероприятия	Назначение сооружения, мероприятия и условия их применения
Искусственные свободные пляжи	На морях и водохранилищах при пологих откосах (менее 10°) в условиях слабовыраженных вдольбереговых перемещений наносов и стабильном уровне воды
<b>Пляжеудерживающие</b>	
<i>1. Вдольбереговые</i>	
Подводные банкеты из бетона, бетонных блоков, камня	На морях и водохранилищах при небольшом волнении для закрепления пляжа
Загрузка инертными на локальных участках (каменные банкеты, песчаные примывы и т.п.)	На водохранилищах при относительно пологих откосах
<i>2. Поперечные</i>	
Буны, молы, шпоры (гравитационные, свайные, из фасонных блоков и др.)	На морях, водохранилищах, реках при создании и закреплении естественных и искусственных пляжей
<b>Специальные</b>	
<i>1. Регулирующие</i>	
Управление стоком рек (регулирование сброса, объединение водостоков в одно устье и др.)	На морях для увеличения объема наносов, обход участков малой пропускной способности вдоль берегового потока
Сооружения, имитирующие природные формы рельефа	На водохранилищах для регулирования береговых процессов
Перебазирование запаса наносов (переброска вдоль побережья, использование подводных карьеров и т.д.)	На морях и водохранилищах для регулирования баланса наносов
<i>2. Струенаправляющие</i>	
Струенаправляющие дамбы из каменной наброски	На реках для защиты берегов рек и отклонения оси потока от размывания берега
Струенаправляющие дамбы из грунта	На реках с невысокими скоростями течения для отклонения оси потока
Струенаправляющие массивные шпоры или полузапруды	То же
<i>3. Склоноукрепляющие</i>	
Искусственное закрепление грунта откосов	На водохранилищах, реках, откосах земляных сооружений при высоте волн до 0,5 м

## 6. ПОДТОПЛЕНИЕ И ЗАТОПЛЕНИЕ ТЕРРИТОРИЙ

### 6.1. Общие положения

Подтопление – комплексный гидрогеологический и инженерно-геологический процесс, при котором в результате изменения водного режима и баланса территории происходят повышения уровней (напоров) подземных вод и/или влажности грунтов, превышающие принятые для данного вида застройки критические значения и нарушающие необходимые условия строительства и эксплуатации объектов [22].

Подтопление – процесс подъема уровня грунтовых вод выше критического положения, а также формирования верховодки и (или) техногенного водоносного горизонта, приводящий к ухудшению инженерно-геологических условий территории строительства, агрометеорологической и экологической обстановки. Подтопление обуславливается превышением приходных статей водного баланса над расходными [5].

В случае прогнозируемого или уже существующего подтопления территории или отдельных объектов следует предусматривать комплекс мероприятий, обеспечивающих предотвращение этого негативного процесса в зависимости от требований строительства, функционального использования и особенностей эксплуатации, охраны окружающей среды и/или устранение отрицательных воздействий подтопления.

Процесс подтопления в зависимости от характера его развития по территории может носить: объектный (локальный) – отдельные здания, сооружения и участки и площадный характер.

В зависимости от источников питания выделяют три основных типа подтопления: градостроительный (городской), гидротехнический и ирригационный.

Градостроительный тип подтопления определяют прогнозом на основании учета действия внутригородских источников подтопления.

Гидротехнический тип подтопления определяют прогнозом распространения подпора подземных вод на основе гидродинамических расчетов при расчетном уровне воды в водном объекте (река, водохранилище).

Ирригационный тип подтопления определяют прогнозом распространения подпора подземных вод на основе гидродинамических и воднобалансовых расчетов с учетом режима орошения [22].

При разработке проектов инженерной защиты территории надлежит учитывать следующие источники подтопления:

- распространение подпора подземных вод от водохранилищ, каналов, бассейнов ГАЭС и других гидротехнических сооружений (гидротехнический тип подтопления);

- подпор за счет фильтрации с прилегающих орошаемых земель (ирригационный тип подтопления);

- утечки из водонесущих коммуникаций и емкостей, подпор от сооружений на защищаемых территориях (градостроительный или городской тип подтопления).

При этом необходимо учитывать возможность одновременного проявления отдельных источников подтопления или их сочетаний, а также степень атмосферного увлажнения защищаемых территорий.

Подтопленные территории подразделяются на подзоны:

- сильного подтопления с залеганием уровня грунтовых вод, приближающегося к поверхности и сопровождающегося процессом заболачивания и/или засоления верхних горизонтов почвы;

- умеренного подтопления с залеганием грунтовых вод в пределах от 0,3–0,7 до 1,2–2,0 м от поверхности с процессами олуговения и/или засоления средних горизонтов почвы;

- слабого подтопления с залеганием грунтовых вод в пределах от 1,2–2,0 до 2,0–3,0 м в гумидной и до 5,0 м – в аридной зоне с процессами оглеения и/или засоления нижних горизонтов почвы.

Необходимость инженерной защиты следует обосновывать путем сопоставления затрат на ее устройство и эксплуатацию с ущербом от подтопления и затопления в случае отсутствия этой

защиты или с затратами на перенос существующих объектов капитального строительства, иных объектов и функциональных зон на незатапливаемые и неподтапливаемые территории.

Затопление – это образование свободной поверхности воды на участке территории в результате повышения уровня водотока, водоема или подземных вод [22].

Затопление, возникающее при строительстве гидротехнических сооружений (дамбы, плотины, водохранилища), называют постоянным. Если причиной затопления являются обильные осадки или активное таяние снега, то его относят к временному затоплению. Выделяют два режима реки, при которых могут возникать временные затопления – паводок и половодье.

Паводок – это фаза водного режима реки, которая может многократно повторяться в различные сезоны года, характеризуется интенсивным обычно кратковременным увеличением расходов и уровней воды и вызывается дождями или снеготаянием во время оттепелей [7].

Половодье – это фаза водного режима реки, ежегодно повторяющаяся в данных климатических условиях в один и тот же сезон, характеризующаяся наибольшей водностью, высоким и длительным подъемом уровня воды и вызываемая снеготаянием или совместным таянием снега и ледников [7].

### ***6.2.1. Инженерная защита от подтопления***

Среди основных мероприятий по защите территорий от подтопления выделяют следующие: дренажи, противофильтрационные устройства, мониторинг.

В территориальной системе инженерной защиты от подтопления в зависимости от природных, гидрогеологических и техногенных (застройки) условий следует применять дренажи:

– головные – для перехвата подземных вод, фильтрующихся со стороны водораздела; располагают, как правило, нормально к направлению движения потока подземных вод у верховой границы защищаемой территории;

– береговые – для перехвата подземных вод, фильтрующихся со стороны водного объекта и формирующих подпор; располагают, как правило, вдоль берега или низовой границы защищаемых от подтопления территории или объекта;

– отсечные – для перехвата подземных вод, фильтрующихся со стороны подтопленных участков территории;

– систематические (площадные) – для дренирования территорий в случаях питания подземных вод за счет инфильтрации атмосферных осадков и вод поверхностного стока, утечек из водонесущих коммуникаций или напорных вод из нижележащего горизонта;

– смешанные – для защиты от подтопления территорий при сложных условиях питания подземных вод.

В локальной системе инженерной защиты от подтопления в зависимости от гидрогеологических, инженерно-геологических условий и типа застройки следует применять следующие типы дренажей:

– кольцевой (контурный) – для перехвата подземных вод при смешанном их питании, а также для защиты отдельных объектов или участков территории; располагают за наружным контуром площадок, зданий и сооружений;

– пристенный – при устройстве непосредственно с наружной стороны защищаемого объекта; может рассматриваться в качестве элемента ограждающих конструкций;

– пластовый – для защиты заглубленных конструкций и помещений при наличии в их основании достаточного по мощности пласта слабопроницаемых грунтов, а также для перехвата и отвода утечек воды из сооружений с «мокрым» технологическим процессом; располагают непосредственно под зданием и сооружением; пластовый дренаж следует применять независимо от глубины заложения; при устройстве пластового дренажа последний должен сочленяться с пристенным;

– сопутствующий – для предупреждения обводнения грунтов от утечек водонесущих коммуникаций; располагают, как правило, в одной траншее с ними;

- совмещенный с водостоком – для дренирования верховодки; располагают на трассе водостока.

Также к мероприятиям инженерной защиты от подтопления относятся противофильтрационные устройства:

- завесы – для барража подтопления со стороны рек, каналов и водоемов, а также защиты от загрязнения поверхностных и подземных вод и от заболачивания сопредельных территорий; противофильтрационные завесы следует применять при близком залегании водоупора;

- экраны – для уменьшения питания подземных вод вследствие фильтрации утечек из наземных и подземных резервуаров при отсутствии или глубоком залегании водоупора.

В проектах сооружений и мероприятий для защиты от подтопления следует предусматривать проведение мониторинга, задачами которого являются:

- отслеживание изменений показателей, характеризующих динамику режима (гидродинамического, химического и температурного) подземных вод;

- обработка получаемых данных наблюдений и их систематизация, ведение банка данных;

- выявление опасных аномалий в режиме подземных вод (непредусмотренный подъем уровня подземных вод, рост их агрессивности, повышение температуры), оценка ситуаций (существующей и прогнозной, а для исторических объектов – и ретроспективной);

- оповещение организаций, принимающих решение о складывающейся на объекте угрожающей ситуации.

### ***6.2.2. Инженерная защита от затопления***

В качестве основных средств инженерной защиты от затопления следует предусматривать обвалование, искусственное повышение поверхности территории, руслорегулирующие сооружения и сооружения по регулированию и отводу поверхностного стока, дренажные системы и другие сооружения инженерной защиты.

В качестве вспомогательных средств инженерной защиты следует использовать естественные свойства природных систем и их компонентов, усиливающие эффективность основных средств инженерной защиты. К таким средствам следует относить повышение водоотводящей и дренирующей роли гидрографической сети путем расчистки и спрямления русел и стариц.

В состав проекта инженерной защиты территории надлежит включать организационно-технические мероприятия, предусматривающие пропуск весенних половодий и дождевых паводков.

Инженерная защита осваиваемых территорий должна предусматривать образование единой системы территориальных и локальных сооружений и мероприятий.

При защите затапливаемых территорий ограждающими дамбами следует применять общее обвалование и обвалование по участкам.

Общее обвалование территории целесообразно применять при отсутствии на защищаемой территории водотоков или когда их сток может быть переброшен в водохранилище либо в реку по отводному каналу, трубопроводу или насосной станцией.

Обвалование по участкам следует применять для защиты территорий, пересекаемых большими реками, перекачка которых экономически нецелесообразна, либо для защиты отдельных участков территории с различной плотностью застройки.

Руслорегулирующие сооружения на водотоках, расположенных на защищаемых территориях, должны быть рассчитаны на расход воды в половодье при расчетных уровнях воды, обеспечение незатопляемости территории, расчетную обводненность русла реки и исключение иссушения пойменных территорий. Кроме того, эти сооружения не должны нарушать условия забора воды в существующие каналы, изменять твердый сток потока, а также режим пропуска льда и шуги.

## 7. МОРОЗНОЕ ПУЧЕНИЕ

### 7.1. Общие положения

Процесс, вызванный промерзанием грунта, миграцией влаги, образованием ледяных прослоев, деформацией скелета грунта, приводящих к увеличению объема грунта и поднятию его поверхности называют морозным пучением [22].

Три необходимые составляющие для морозного пучения: вода, отрицательная температура, пучинистый грунт [22].

Пучинистыми (морозоопасными) грунтами называются такие грунты, которые обладают свойством увеличивать свой объем при переходе в мерзлое состояние. Изменение объема грунта проявляется в поднятии в процессе промерзания и опускании при оттаивании дневной поверхности грунта. В результате этих объемных изменений происходят деформации, которые вызывают повреждения оснований, фундаментов и надфундаментного строения зданий и сооружений (рис. 7.1).



Рис. 7.1. Последствия морозного пучения грунтов основания автодороги

### 7.2. Инженерная защита

Инженерная защита от морозного (криогенного) пучения грунтов необходима для строящихся в зимнее время малонагруженных, неотапливаемых и законсервированных зданий, подзем-

ных и заглубленных сооружений, линейных сооружений и коммуникаций (трубопроводов, ЛЭП, дорог, аэродромов, линий связи).

Противопучинные мероприятия применяются в случае, если устойчивость сооружения, рассчитываемая на действие сил пучения, не компенсируется нагрузкой от сооружения, а деформации пучения или осадки при оттаивании превышают предельно допустимые значения деформаций [22].

Противопучинные мероприятия подразделяются на следующие виды:

- инженерно-мелиоративные (тепломелиорация и гидромелиорация);
- конструктивные;
- физико-химические (гидрофобизация грунтов, добавки полимеров, засоление и др.);
- комбинированные.

### ***7.2.1. Инженерно-мелиоративные мероприятия***

Основная причина морозного пучения грунтов – наличие в них воды, способной переходить в лед при промерзании, поэтому мероприятия, направленные на осушение грунтов, являются коренными как наиболее эффективные. Все инженерно-мелиоративные мероприятия сводятся к осушению грунтов или недопущению их водонасыщения в зоне сезонного промерзания и ниже этой зоны на 2–3 м. Важно, чтобы грунты оснований перед промерзанием были максимально обезвожены, чего не всегда можно достичь, так как не все грунты способны быстро отдавать содержащуюся в них воду.

Выбор и назначение мелиоративных мероприятий должны находиться в зависимости от условий источника увлажнения (атмосферных осадков, верховодки или подземных вод), рельефа местности и геологических напластований с их фильтрационной способностью.

Тепломелиорация направлена на уменьшение глубины промерзания грунта возле фундамента и повышение температуры мерзлого

грунта. Тепломелиоративные мероприятия заключаются в горизонтальной и вертикальной теплоизоляции фундамента, прокладке вблизи фундамента по наружному периметру подземных коммуникаций или греющего кабеля, выделяющих в грунт тепло.

Гидромелиоративные мероприятия сводятся к понижению уровня грунтовых вод, осушению грунтов в пределах сезонно-мерзлого слоя и предохранению грунтов от насыщения поверхности атмосферными и производственными водами. Применяют отстойники, водопонижение, открытые и закрытые дренажные системы (лотки, каналы, трубы), проектирование которых производят по СП 104.13330 [22].

### ***7.2.2. Конструктивные мероприятия***

Конструктивные мероприятия против деформации зданий и сооружений от морозного пучения грунтов предусматриваются в двух направлениях: полного уравнивания нормальных и касательных сил морозного пучения и снижения сил и деформаций пучения и приспособления конструкций зданий и сооружений к деформациям грунтов оснований при их промерзании и оттаивании.

При полном уравнивании нормальных и касательных сил морозного пучения грунтов мероприятия против деформации сводятся к конструктивным решениям и расчету нагрузок на фундаменты. Только на период строительства, когда фундаменты перезимовывают ненагруженными или имеют еще не полную проектную нагрузку, надлежит предусматривать временные теплотехнические мероприятия по предохранению грунтов от увлажнения и промерзания. Для малоэтажных зданий с малонагруженными фундаментами целесообразно применять такие конструктивные мероприятия, которые направлены на снижение сил морозного пучения и деформаций конструктивных элементов зданий и приспособление зданий и сооружений к деформациям при промерзании и оттаивании грунтов.

Конструктивные противопучинные мероприятия предусматривают повышение эффективности работы конструкций фундаментов и сооружений в пучинистых грунтах и предназначаются:

- для снижения усилий, выпирающих фундамент;
- анкеровки фундаментов в талых и мерзлых грунтах;
- приспособления фундаментов и надземной части сооружения к неравномерным деформациям пучения.

Для снижения касательных сил пучения следует:

- проектировать сооружения на столбчатых и свайных фундаментах;
- уменьшать число отдельно стоящих опор фундаментов с целью увеличения нагрузки на каждую опору;
- уменьшать сечение столбчатых фундаментов и свай в пределах промерзающего слоя;
- устраивать у железобетонных фундаментов наклонные боковые грани (до  $2-3^\circ$ ), обеспечивающие увеличение сопротивления фундамента действию касательных сил пучения;
- применять для обмазки боковой поверхности фундаментов вязкие несмерзающиеся материалы и гидрофобные пропитки;
- применять для наклеивания на боковые поверхности фундаментов полимерные пленки;
- уменьшать шероховатость боковой поверхности фундаментов.

Для приспособления конструкций фундаментов и надземной части зданий к неравномерным деформациям морозного пучения можно применять:

- устройство в каменных стенах и фундаментах железобетонных поясов;
- устройство осадочных швов в сооружениях;
- фундаменты рамной конструкции или фундаментные железобетонные плиты;
- замену пучинистых грунтов и устройство под зданием (сооружением) сплошных подсыпок из непучинистых грунтов (крупный песок, гравий, щебень).

### 7.2.3. Физико-химические мероприятия

Физико-химические противопучинные мероприятия сводятся к специальной обработке грунта вяжущими, стабилизирующими веществами или насыщению грунта солевыми растворами. Гидрофобизацию грунтов производят посредством обработки его экологически чистым веществом (полимером) при определенных гидротермических условиях [22].

Для снижения удельных касательных сил морозного пучения на период строительства рекомендуется применять послойное через 10 см засоление грунта засыпки вокруг фундаментов технической поваренной солью из расчета 25–30 кг на 1 м<sup>3</sup> суглинистого грунта или хлористым калием из расчета 30–32 кг на 1 м<sup>3</sup>. После рассыпки соли на взрыхленный слой грунта в 10 см по высоте и 30–40 см по ширине пазухи, считая от стенки фундамента, грунт с солью перемешивается и этот слой тщательно утрамбовывается, затем укладывается следующий слой грунта с засолением и утрамбовкой. Грунт засыпки пазухи засоляется, начиная с 1 м ниже планировочной отметки и не доходя 0,5 м до дневной поверхности.

Применение засоления грунта допускается только в тех случаях, когда оно не повлияет на снижение прочности материалов фундаментов или других подземных сооружений.

Для уменьшения касательных сил выпучивания фундаментов в промерзающих влажных глинистых и пылеватых грунтах в период строительства может быть применена обработка грунта толщиной 5–10 см на контакте с фундаментом нефтяным раствором. В состав раствора входит дизельное топливо – 54 %, высокоокисленный битум – 20 %, окись кальция – 20 %, НЧК (алкиларилсульфонат) – 4 % и вода – 2 % к общему весу.

Приготовление раствора заключается в следующем:

а) приготавливается жидкий концентрат растворением высокоокисленного битума в дизельном топливе путем механического перемешивания с подогревом при температуре 45–50°С в течение одного часа;

б) при обычной температуре жидкий концентрат перемешивается с остальными компонентами в течение 30–46 мин.

Приготовление жидкого концентрата удобнее производить в стационарных условиях. Приготовление раствора можно производить непосредственно на строительной площадке в обыкновенных растворомешалках.

Обработка грунта нефтяным раствором осуществляется механическим перемешиванием его с раствором до однородной по цвету массы в количестве 5–10 % раствора от веса сухого грунта.

Устройство контактного слоя из обработанного грунта для фундаментов на естественном основании можно производить обратной засыпкой пазух грунтом, обработанным нефтяным раствором, с послойным уплотнением.

В целях обеспечения гидроизоляции ленточных фундаментов и снижения сил трения между грунтом и материалом фундаментов рекомендуется обмазывать выровненные боковые поверхности фундамента непрочно-смерзающимися материалами, например битумной мастикой (приготовленной из золы-уноса ТЭЦ – четыре части, битума – три части и солярового масла – одна часть по объему). Обмазка фундамента должна производиться от его подошвы до планировочной отметки в два слоя: первый – тонкий с тщательной притиркой, второй – толщиной в 8–10 мм.

Для уменьшения значений удельных касательных сил морозного пучения грунтов при строительстве малонагруженных свайных фундаментов под специальное технологическое оборудование на сильнопучинистых грунтах может быть применено покрытие поверхности свай в зоне сезонного промерзания грунтов полимерной пленкой. Экспериментальная проверка в полевых условиях показала эффект снижения касательных сил морозного пучения грунтов от применения полимерных пленок от 2,5 до 8 раз. Состав высокомолекулярных соединений и технология приготовления и нанесения пленок на плоскости железобетонных фундаментов изложены в работе [11].

Столбчатые фундаменты до полной их нагрузки в период строительства надлежит обертывать бризолом или рубероидом в два слоя, если нагрузка на фундамент меньше сил морозного выпучивания.

На время строительства вокруг фундаментов зданий и сооружений следует устраивать временные теплоизоляционные покрытия из опилок, снега, шлака и других материалов в соответствии с указаниями по предохранению грунтов и грунтовых оснований от промерзания.

Во избежание промораживания грунтов под подошвой фундаментов внутренних стен и колонн в технических подпольях и цокольных этажах недостроенных или построенных, но перезимовывающих (без отопления) зданий следует организовать в зимние месяцы временное отопление этих помещений, чтобы не допустить повреждения конструктивных элементов зданий (в практике применяются калориферы, электронагреватели, металлические печи и др.).

## 8. НАЛЕДЕОБРАЗОВАНИЕ

### 8.1. Общие положения

На застраиваемой и застроенной территориях в районах распространения многолетнемерзлых грунтов необходима инженерная защита от имеющихся природных наледей. Опасность наледообразования возникает при нарушении режима поверхностных и подземных вод в ходе строительства и эксплуатации зданий и сооружений. К наледообразованию приводят аварийные сбросы бытовых и промышленных вод в зимний период. Инженерную защиту от наледообразования применяют, как правило, для железных и автомобильных дорог, трубопроводов, линий связи, ЛЭП, жилых зданий, промышленных зданий и сооружений, городской территории, объектов горнодобывающей промышленности.

При выборе и проектировании мероприятий по инженерной защите следует руководствоваться классификацией наледей по размерам, приведенной в табл. 8.1, а также происхождением наледей:

- наледи поверхностных вод – речных, озерных, талых, снеговых, сброса промышленных и бытовых вод;
- наледи подземных вод – сезонноталого слоя, сквозных и несквозных таликов (грунтово-фильтрационных и напорно-фильтрационных) и их комбинации;
- наледи смешанного типа – вод поверхностного и подземного происхождения (речных и грунтовых и глубокого подмерзлого стока).

Таблица 8.1

Мероприятия по инженерной защите от селевых потоков

Категория наледи	Площадь, км <sup>2</sup>	Мощность льда, м	Объем, млн м <sup>3</sup>
I. Очень малая	< 0,001	<0,75	< 0,0008
II. Малая	0,001–0,01	0,75–1,00	0,0008–0,01
III. Средняя	0,01–0,10	1,00–1,30	0,01–0,13
IV. Большая	0,10–1,0	1,30–1,70	0,13–1,70
V. Очень большая	1,0–10,0	1,70–2,40	1,70–24,0
VI. Гигантская	> 10,0	>2,40	>24,0

## 8.2. Инженерная защита от наледеобразования

Размеры наледей на местности и их развитие, режим наледеобразования в природных условиях определяют по результатам инженерно-геологических изысканий согласно изучению аэро- и космоснимков, топокарт, фондовых материалов, опросных сведений, при необходимости – стационарных наблюдений и изучения наледеобразовательных процессов для конкретной мерзлотно-геологической обстановки.

Прогнозирование наледеобразовательных процессов для разработки способов активного целенаправленного управления и снижения или полного исключения негативного воздействия наледей на инженерно-хозяйственные сооружения проводят, исходя из:

- причин их возникновения;
- местонахождения источника питания наледи и его мощности;
- характера перераспределения вышедших на поверхность подземных вод в пределах ложа наледи;
- разрыва сплошности в кровле наледи (наледные бугры, воронки, система трещин);
- режима роста наледи;
- особенностей динамики формирования и разрушения в годовом и многолетнем циклах;
- результатов теплотехнических расчетов;
- планирования мест расположения водозаборных скважин;
- выбора режима водозаборных скважин, одновременно используемых для хозяйственных нужд и уменьшения размеров и даже полной ликвидации наледеобразовательных процессов.

Для инженерной защиты зданий и сооружений от наледеобразования применяют следующие сооружения и мероприятия и их сочетания:

- сооружения для свободного пропуска наледи через зону защищаемого сооружения;
- безналедный пропуск водотоков;
- сооружения для задержания наледи выше защищаемого сооружения;

– прямое воздействие на режим подземных вод (водопонижение).

При выборе методов защиты предпочтение должно отдаваться приемам и конструкциям долговременного постоянного действия.

Свободный пропуск наледи через зону искусственного сооружения применяют в районах развития средних и крупных наледей подземных вод (категорий III и IV), когда использование других мероприятий невозможно или экономически нецелесообразно.

Безналедный пропуск водотоков применяют для защиты сооружений от воздействий средних и больших наледей поверхностных и подземных вод (категорий III и IV). Этот способ предусматривает сосредоточение водотока на подходах к защищаемому сооружению (часто это водопропускные сооружения) и создание оптимального теплового режима в зимнее время. Данный метод включает в себя следующие мероприятия: концентрация потока поверхностных вод, спрямление и углубление русла, утепление водотока поверхностных и подрусловых вод, использование лотков различного типа (открытых, закрытых, утепленных), перехват и отвод подземных вод с помощью дренажных систем и каптажа источников, фильтрующие насыпи из крупнообломочного грунта [22].

К удерживающим мероприятиям и устройствам относятся:

- противоналедные валы,
- заборы,
- водонепроницаемые экраны,
- мерзлотные пояса,
- наледные пояса,
- резервные выемки и бассейны в стороне от защищаемого сооружения, рассчитанные на максимальный объем наледи.

Противоналедные валы могут быть земляными, ледогрунтовыми, снежными, ледяными; заборы – деревянными, бетонными.

Водонепроницаемый экран представляет собой траншею, заполненную нефилтующим (глинистым) грунтом. Экран уст-

раивают в узких долинах в комбинации с противоналедными валами и заборами поперек движения наледобразующих вод на некотором удалении от сооружения.

Мероприятия по механическому и тепловому разрушению наледи при необходимости восстановления эксплуатационных условий работы сооружения не должны проводиться регулярно – это экономически и технически нецелесообразно. Необходимо использовать противоналедные мероприятия постоянного типа [22].

## 9. ТЕРМОКАРСТ

### 9.1. Общие положения

Термокарст – это процесс оттаивания льдистых грунтов, подземного льда, сопровождающийся их осадкой и образованием понижений рельефа.

Термокарст (по М.М. Ермолаеву) – процесс неравномерного проседания почв и подстилающих горных пород вследствие вытаивания подземного льда; просадки земной поверхности, образующихся при протаивании льдистых мёрзлых пород и вытаивании подземного льда. В результате образуются воронки, провалы, аласы<sup>4</sup>, внешне напоминающие карстовые формы рельефа. Преимущественно термокарст распространен в области развития многолетнемерзлых грунтов.

Оттаивание льдистых грунтов, залегающих у поверхности, может происходить за счет температурных колебаний в период потепления климата и техногенных нарушений, связанных с частичным или полным удалением напочвенных растительных покровов, срезкой (выемкой) грунта, а также эксплуатацией тепловыделяющих сооружений [22].

Необходимым условием развития термокарста является наличие подземных льдов в виде мономинеральных залежей или текстурообразующего льда в рыхлых отложениях. Достаточным условием для начала развития термокарста или причиной возникновения термокарста служит такое изменение теплообмена на поверхности земли, при котором либо глубина сезонного оттаивания начинает превышать глубину залегания подземного льда или сильнольдистых многолетнемерзлых пород, либо происходит смена знака среднегодовой температуры и начинается многолетнее оттаивание мерзлых толщ.

---

<sup>4</sup> Алас – пологосклонная и плоскодонная ложбина овальной формы диаметром до нескольких километров и глубиной до 30 м, характерен для равнинной территории Якутии и Тюменской области.

Термокарстовые формы рельефа наиболее широко распространены в субарктическом поясе северных приморских низменностей. С удалением на юг признаки развития процесса постепенно затухают. За пределами термокарста встречаются реликтовые термокарстовые формы рельефа, часто существенно преобразованные процессами денудации, эрозии и т. д.

## 9.2. Инженерная защита от термокарста

Основной способ инженерной защиты территории от термокарста – отсыпка застраиваемой территории песчаным и гравийно-песчаным грунтом, толщину которой определяют теплотехническим расчетом.

Отсыпку следует выполнять в зависимости от инженерно-геокриологических условий и функциональных особенностей сооружений сплошной по всей застраиваемой территории или под отдельные сооружения и их группы [22].

При проектировании инженерной защиты от термокарста следует применять следующие способы и мероприятия, не допускающие или частично допускающие протаивание льдистых горизонтов грунтовой толщи:

- сохранение напочвенных растительных покровов;
- отсыпка территории слоем песчаного или гравийно-песчаного грунта;
- укладка на поверхности грунта теплоизоляционных покрытий (тепловых экранов);
- устройство охлаждающих систем из труб вертикального и горизонтального заложения;
- создание вентилируемых подполий при строительстве зданий и сооружений со значительным тепловыделением;
- регулирование стока поверхностных вод;
- проектирование свайных фундаментов, устойчивых к локальному (затухающему) развитию термокарста.

Мероприятия могут предусматриваться в зависимости от инженерно-геокриологических условий, конструктивных и функ-

циональных особенностей сооружений, по всей застраиваемой территории или под отдельные здания сооружения и их группы, или на опасных участках прилегающей территории.

Мероприятия по инженерной защите территории от развития термокарста при строительном освоении подразделяются на следующие группы:

- стабилизирующие мероприятия, приводящие к подъему кровли многолетнемерзлых грунтов (в том числе уменьшение глубины сезонного оттаивания), включая создание отсыпок из непучинистого материала (песка, гравийно-песчаного грунта и др.), применение теплоизолирующих экранов, затенение поверхности грунта, откосов насыпей;

- мероприятия, обеспечивающие понижение температуры мерзлых грунтов, включая мероприятия по уменьшению мощности снежного покрова, применение сезонных охлаждающих устройств или принудительного охлаждения грунтов;

- мероприятия по поверхностному водоотведению;

- мероприятия по замене просадочных при оттаивании грунтов или предварительное оттаивание льдистых грунтов.

В проекте защиты от термокарста следует предусматривать мониторинг, обеспечивающий надежность и эффективность мероприятий инженерной защиты и включающий: систему наблюдений, критерии начала развития термокарста, мероприятия по предотвращению опасного развития.

## 10. РАСЧЕТ УДЕРЖИВАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

### 10.1. Подпорные сооружения

Одним из наиболее распространенных видов защиты от оползней, обвалов являются удерживающие мероприятия. Такого рода сооружения следует предусматривать для стабилизации оползневых процессов при невозможности или экономической нецелесообразности изменения рельефа склона (откоса). Также подпорные стены выполняют для обустройства откосов, террасирования участков со сложным рельефом.

**Массивные (гравитационные) сооружения.** Гравитационные сооружения выполняют в виде перепадных конструкций на различных участках склона, а также в виде контрбанкета, пригружающего нижнюю часть оползневого тела. Основное условие их использования – опирание подошвы на прочные грунты, расположенные вне зоны сдвигаемого массива.

Основные виды массивных сооружений:

1. Монолитные конструкции с вертикальной и наклонной гранью (рис. 10, а, б).
2. Конструкции из кладки бетонных массивов или каменной кладки (рис. 10, в).
3. Железобетонные уголковые стенки (монолитные и сборные) консольного типа, контрфорсные и с внутренней анкерровкой (рис. 10, г–е);
4. Ряжевые конструкции из сборных железобетонных элементов (рис. 10, ж);
5. Конструкции из габионов (рис. 10, з);
6. Армогрунтовые насыпи и подпорные стены с использованием георешеток, геосеток, геотекстиля и других геосинтетических материалов (рис. 10, и), с облицовкой и без нее.

В целях повышения устойчивости гравитационных конструкций и увеличения высоты удерживающего склона в их состав могут включаться свайные и (или) анкерные элементы.

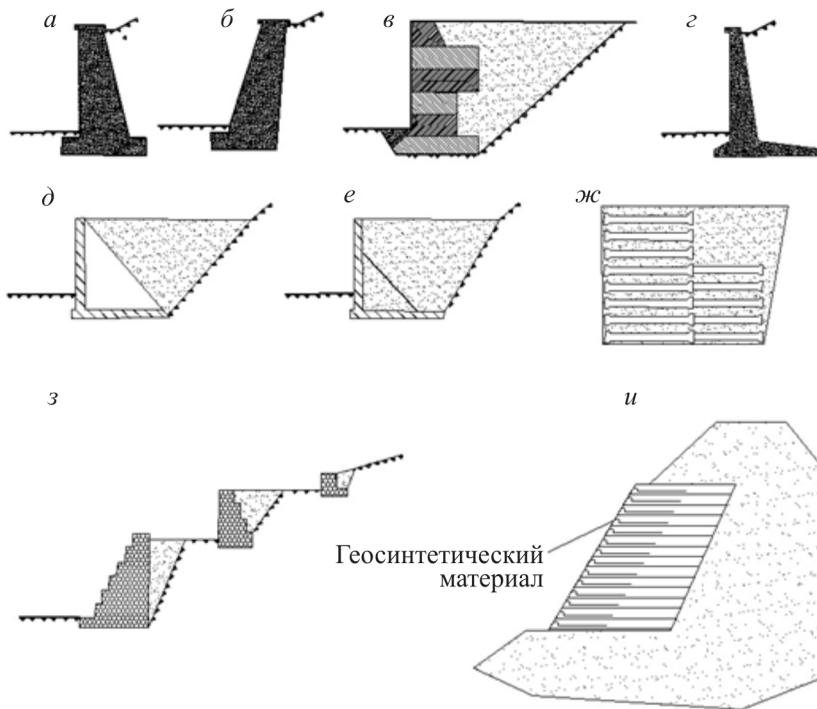


Рис. 10.1. Массивные (гравитационные) сооружения: *a, б* – монолитные с вертикальной и наклонной гранью; *в* – из бетонных блоков и каменной кладки; *г, д, е* – уголкового стенки; *ж* – ряжевые; *з* – габионные; *и* – армогрунтовые насыпи

### 10.1. Пример расчета подпорной стены из сборного железобетона

Наиболее распространенным и хорошо зарекомендовавшим себя способом устройства подпорных стен является применение монолитного или сборного железобетона. Существуют проверенные расчетные подходы, большой опыт строительной практики.

#### **Исходные данные:**

– грунт основания – аргиллит сильновыветрелый ( $\gamma_I = 19,7 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_{II} = 19,7 \text{ кН/м}^3$ ;  $\varphi_I = 24^\circ$ ;  $\varphi_{II} = 25^\circ$ ;  $c_I = 22 \text{ кПа}$ ;  $c_{II} = 23 \text{ кПа}$ );

– грунт засыпки – суглинок тяжелый песчанистый полутвердый ( $\gamma'_I = 19,21 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma'_{II} = 19,31 \text{ кН/м}^3$ ;  $\varphi'_I = 20^\circ$ ;  $\varphi'_{II} = 20^\circ$ ;  $c'_I = 16 \text{ кПа}$ ;  $c'_{II} = 16 \text{ кПа}$ ).

Грунтовые воды обнаружены на глубине 11,1 м от поверхности земли.

Высота подпора грунта – 5,2 м. Равномерно распределенная нагрузка на призме обрушения – 9,81 кПа.

Класс ответственности сооружения – нормальный (II). Геотехническая категория объекта – средняя (II).

**Расчет:** производится согласно «Справочному пособию к СНиП 2.09.03-85 Проектирование подпорных стен и стен подвалов» [29].

По формуле (10.1) определяется, с какой интенсивностью действует на конструкцию стены нагрузка под углом  $\varepsilon$  к вертикали при угле трения по контакту сползания  $\delta = \varphi'_I$ .

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{b-t}{h}, \quad (10.1)$$

где  $h$  – глубина заложения стены по подошве фундамента (рис. 10.2). В настоящем расчете принята конструктивно, исходя из требований п.5.5 СП 22.13330;  $b$  – ширина подошвы фундамента подпорной стенки, м;  $t$  – ширина выступа фундамента от вертикальной стенки, м (см. рис. 10.2).

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{3,3 - 0,85}{6,6} = 0,371 \rightarrow \varepsilon = 20,36^\circ.$$

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса на глубине  $y = h = 6,6$  м определяется по:

$$P_\gamma = \left[ \gamma'_I \cdot \gamma_f \cdot h \cdot \lambda - c'_I \cdot (K_1 + K_2) \right] \cdot \frac{y}{h}, \quad (10.2)$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке, принимается согласно табл. 3 источника [28];  $\lambda$  – коэффициент горизонтального

давления грунта, принимается согласно прил. 2 источника [29].  
 При  $\varphi_1 = 20^\circ$ ,  $\rho = 0$ ,  $\varepsilon = 20,36^\circ$   $\lambda = 0,612$ .

$$P_\gamma = [19,21 \cdot 1,15 \cdot 6,6 \cdot 0,612 - 16 \cdot (1,47 + 0,522)] \cdot \frac{6,6}{6,6} = 55,76 \text{ кПа.}$$

При  $\rho = 0$  (угол наклона расчетной поверхности засыпки к горизонту),  $\delta \neq 0$ ,  $\varepsilon \neq 0$  (угол наклона расчетной плоскости к вертикали) значение угла наклона плоскости скольжения к вертикали  $\theta_0$  определяется по формуле (10.3):

$$\operatorname{tg}\theta_0 = \frac{(\cos\varphi'_1 - \sqrt{\lambda})}{\sin\varphi'_1}, \quad (10.3)$$

$$\operatorname{tg}\theta_0 = \frac{(\cos 20^\circ - \sqrt{0,612})}{\sin 20^\circ} = 0,459 \rightarrow \theta_0 = 24,66^\circ.$$

Коэффициенты  $K_1$  и  $K_2$ :

– где  $K_1$  – коэффициент, учитывающий сцепление грунта по плоскости скольжения призмы обрушения, наклоненной под углом  $\theta$  к вертикали (10.4);

–  $K_2$  – то же по плоскости, наклоненной под углом  $\varepsilon$  к вертикали (10.5):

$$K_1 = \frac{2\lambda \cdot \cos\theta_0 \cdot \cos\varepsilon}{\sin(\theta_0 + \varepsilon)}. \quad (10.4)$$

$$K_1 = \frac{(2 \cdot 0,612 \cdot \cos 24,66^\circ \cdot \cos 20,36^\circ)}{\sin(24,66^\circ + 20,36^\circ)} = 1,47.$$

$$K_2 = \frac{\lambda \sin(\theta_0 - \varepsilon) \cdot \cos(\theta_0 + \rho)}{\sin\theta_0 \cdot \cos(\rho - \varepsilon) \cdot \sin(\theta_0 + \varepsilon)} + \operatorname{tg}\varepsilon. \quad (10.5)$$

$$K_2 = \frac{0,612[\sin(24,66^\circ - 20,36^\circ) \cdot \cos(24,66^\circ + 0^\circ)]}{\sin 24,66^\circ \cdot \cos(0^\circ - 20,36^\circ) \cdot \sin(24,66^\circ + 20,36^\circ)} + \operatorname{tg} 20,36^\circ = 0,522.$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки:

$$P_q = q \cdot \gamma_f \cdot \lambda. \quad (10.6)$$

$$P_q = 9,81 \cdot 1,15 \cdot 0,612 = 6,9 \text{ кПа.}$$

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из условия (10.7):

$$F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \cdot F_{sr}}{\gamma_n}, \quad (10.7)$$

где  $F_{sa}$  – сдвигающая сила, сумма проекций всех сдвигающих сил на горизонтальную плоскость;  $F_{sr}$  – удерживающая сила, сумма проекций всех удерживающих сил на горизонтальную плоскость;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы грунта основания; для скальных сильновыветрелых грунтов – 0,8;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,15 для зданий и сооружений II класса, назначаемых в соответствии с прил. 4 [29].

Сдвигающая сила  $F_{sa}$  определяется по следующей формуле:

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q}, \quad (10.8)$$

$$F_{sa} = 184 + 45,54 = 229,54 \text{ кН,}$$

где  $F_{sa,\gamma}$  – сдвигающая сила от собственного веса грунта, равна:

$$F_{sa,\gamma} = \frac{P_\gamma h}{2} = 55,76 \cdot \frac{6,6}{2} = 184 \text{ кН.}$$

$F_{sa,q}$  – сдвигающая сила от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения при  $y_b = h$ , равна:

$$F_{sa,q} = P_q \cdot y_b = 6,9 \cdot 6,6 = 45,54 \text{ кН.}$$

Расчет устойчивости производится для трех значений угла  $\beta$ .

Случай 1 ( $\beta_1 = 0$ ).

Сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость определяется по формуле (10.9):

$$F_V = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) + G_{\text{ст}} + \gamma_1 \cdot \operatorname{tg}\beta \cdot b^2 / 2. \quad (10.9)$$

Вес стены принят с учетом веса грунта на ее уступах:

$$G_{\text{ст}} = (1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 + 1,6 \cdot 3,6 \cdot 1 + 2,1 \cdot 1,2 \cdot 1 + 3,3 \cdot 0,6 \cdot 1) \cdot 24 + \\ + (0,35 \cdot 6,0 \cdot 1 + 0,5 \cdot 4,8 \cdot 1 + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 19,21 = 375,891 \text{ кН.}$$

$$F_V = 229,54 \cdot \operatorname{tg}(20,36 + 20) + 375,891 + 0 = 570,77 \text{ кН.}$$

Пассивное сопротивление грунта  $E_r$  определяем по формуле (10.10) при  $hr = d = 1,4$  м (см. рис. 10.2).

$$E_r = \gamma_1 \cdot h_r^2 \cdot \frac{\lambda_r}{2} + c_1 \cdot h_r (\lambda_r - 1) / \operatorname{tg}\varphi_I, \quad (10.10)$$

где  $\lambda_r$  – коэффициент пассивного сопротивления грунта, при  $\beta = 0$  принимается равным 1;

$$E_r = 19,7 \cdot 1,4^2 \cdot \frac{1}{2} + 22 \cdot \frac{1,4(1-1)}{\operatorname{tg}24} = 19,306 \text{ кН.}$$

Удерживающую силу  $F_{sr}$  определяем по формуле (10.11) при  $c_1 = 22$  кПа:

$$F_{sr} = F_V \cdot \operatorname{tg}(\varphi_I - \beta) + b \cdot c_1 + E_r. \quad (10.11)$$

$$F_{sr} = 570,77 \cdot \operatorname{tg}(24^\circ - 0^\circ) + 3,3 \cdot 22 + 19,306 = 345,9 \text{ кН.}$$

Проверяем устойчивость стены из условия (10.7):

$$F_{sa} = 229,54 \text{ кН} < 0,8 \cdot \frac{345,9}{1,15} = 240,63 \text{ кН.}$$

Условие выполнено. Аналогично рассчитываются случаи 2 и 3.

Случай 2 ( $\beta_2 = \varphi_I/2 = 12^\circ$ ).

$$\lambda_r = \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi_I}{2} \right) = 2,37.$$

$$F_V = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) + G_{cr} + \gamma_I \cdot \operatorname{tg}\beta \cdot b^2/2. \quad (10.12)$$

$$F_V = 229,54 \cdot \operatorname{tg}(20,36^\circ + 20^\circ) + \\ + 375,891 + 19,7 \cdot \operatorname{tg}12^\circ \cdot \frac{3,3^2}{2} = 593,51 \text{ кН}.$$

Пассивное сопротивление грунта  $E_r$  при:

$$h_r = d + b \cdot \operatorname{tg}\beta = 1,4 + 3,3 \operatorname{tg}12^\circ = 2,1 \text{ м}.$$

$$E_r = 19,7 \cdot 2,1^2 \cdot \frac{2,37}{2} + 22 \cdot 2,1(2,37 - 1) / \operatorname{tg}24^\circ = 245,11 \text{ кН}.$$

$$F_{sr} = 593,51 \cdot \operatorname{tg}(24^\circ - 12^\circ) + 3,3 \cdot 22 + 245,11 = 443,53 \text{ кН}.$$

Проверка условия (10.7):

$$F_{sa} = 229,54 \text{ кН} < 0,8 \cdot \frac{443,532}{1,15} = 308,54 \text{ кН}.$$

Условие выполнено.

Случай 3 ( $\beta_3 = \varphi_I = 24^\circ$ ).

$$F_V = 229,54 \cdot \operatorname{tg}(20,36 + 20) + 375,891 + \\ + 19,7 \cdot \operatorname{tg}24^\circ \cdot \frac{3,3^2}{2} = 618,5 \text{ кН}.$$

$$h_r = d + b \cdot \operatorname{tg}\beta = 1,4 + 3,3 \operatorname{tg}24 = 2,87 \text{ м}.$$

$$E_r = 19,7 \cdot 2,87^2 \cdot \frac{2,37}{2} + 22 \cdot \frac{2,87(2,37 - 1)}{\operatorname{tg}24} = 386,572 \text{ кН}.$$

$$F_{sr} = 618,5 \cdot \operatorname{tg}(24 - 24) + 3,3 \cdot 22 + 386,572 = 459,127 \text{ кН}.$$

$$F_{sa} = 229,54 \text{ кН} < 0,8 \cdot \frac{459,127}{1,15} = 319,424 \text{ кН.}$$

Условие выполнено.

Условие (10.7) во всех трех случаях выполнено, следовательно, устойчивость стены против сдвига обеспечена.

В соответствии с п. 6.9 [29] необходимо соблюдение условия (10.13):

$$\operatorname{tg} \delta_I = \frac{F_{sa}}{F_V} \geq \sin \varphi_I, \quad (10.13)$$

$$\operatorname{tg} \delta_I = \frac{229,54}{570,77} = 0,4 \rightarrow \delta_I = 21,8^\circ,$$

$$\operatorname{tg} \delta_I \geq \sin \varphi_I = 0,4.$$

Условие (10.13) выполняется. Расчет прочности основания не производится.

На рис. 10.2 и 10.3 показаны схема массивной подпорной стены и расчетная схема устойчивости стены против сдвига соответственно.

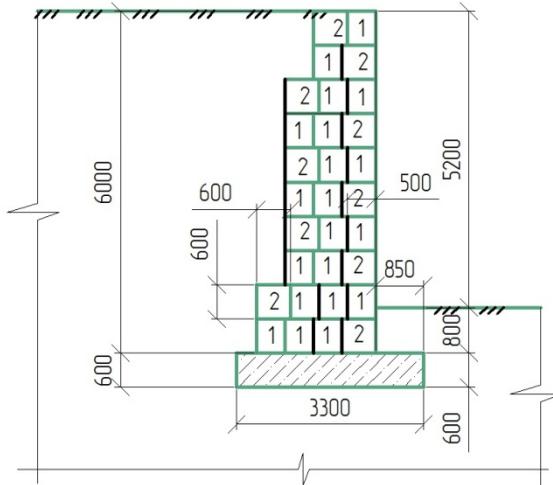


Рис. 10.2. Схема массивной подпорной стены

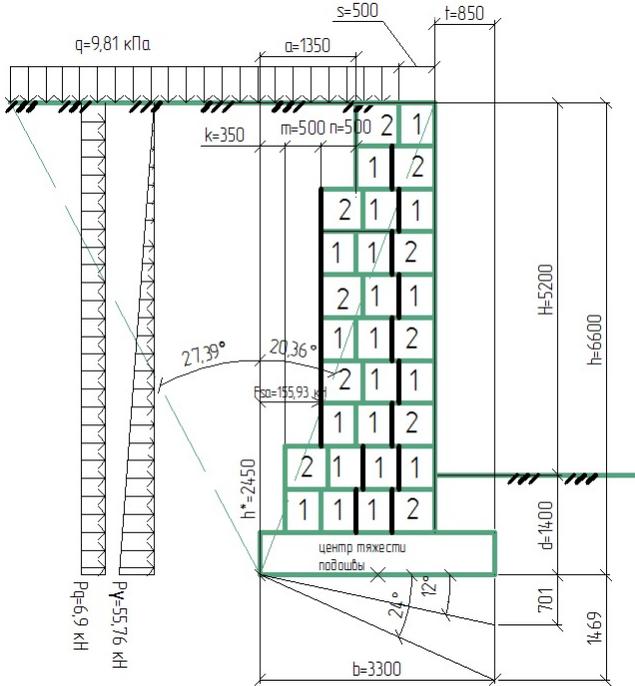


Рис. 10.3. Расчетная схема устойчивости стены против сдвига

При отсутствии специальных технологических требований расчет основания по деформациям считается удовлетворительным, если выполняется условие (10.14):

$$P_{\max} < R. \quad (10.14)$$

Расчетное сопротивление грунта основания  $R$  определяем по формуле (10.15):

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}). \quad (10.15)$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,78 \cdot 3,3 \cdot 19,7 + 4,11 \cdot 1,4 \cdot 19,31 + 6,67 \cdot 23) =$$

$$= 394,03 \text{ кПа},$$

где  $\gamma_{c1} = 1,25$ ;  $\gamma_{c2} = 1$ ,  $k = 1$ ;  $M_\gamma = 0,78$ ;  $M_q = 4,11$ ;  $M_c = 6,67$  (по табл. 5.5 СП 22.13330.2016 при  $\varphi_{II} = 25^\circ$ );  $d = 1,4$  м.

Интенсивность нормативного давления  $\lambda = 0,47$  (при  $\epsilon = 20,36^\circ$ ;  $\delta = \varphi'_{II} = 20^\circ$  по табл. 3 прил. 2 СП 43.13330.2012 [29] определяется по формуле (10.2)

$$P_y = [19,21 \cdot 1,15 \cdot 6,6 \cdot 0,47 - 16 \cdot (1,47 + 0,522)] \cdot \frac{6,6}{6,6} = 36,65 \text{ кПа.}$$

Интенсивность горизонтального давления грунта от равномерно распределенной нагрузки по формуле (10.6)

$$P_q = 9,81 \cdot 1,15 \cdot 0,47 = 5,3 \text{ кПа.}$$

Сдвигающая сила  $F_{sa}$  определяется по формуле (10.8)

$$F_{sa} = 120,95 + 34,98 = 155,93 \text{ кН.}$$

$$F_{sa,y} = \frac{P_y h}{2} = 36,65 \cdot \frac{6,6}{2} = 120,95 \text{ кН.}$$

$$F_{sa,q} = P_q \cdot y_b = 5,3 \cdot 6,6 = 34,98 \text{ кН.}$$

Расстояние от равнодействующей сдвигающей силы до низа подошвы стены:

$$h^* = \frac{\left[ F_{sa,\gamma} \cdot \frac{h}{3} + F_{sa,q} \cdot \left( h - y_a - \frac{y_b}{2} \right) \right]}{F_{sa}}. \quad (10.16)$$

$$h^* = \frac{\left[ 120,95 \cdot \frac{6,6}{3} + 34,98 \left( 6,6 - 0 - \frac{6,6}{2} \right) \right]}{155,93} = 2,45 \text{ м.}$$

Изгибающий момент от собственного веса стены и грунта на обрезах относительно центра тяжести подошвы находится по формуле (10.17) (рис. 10.4):

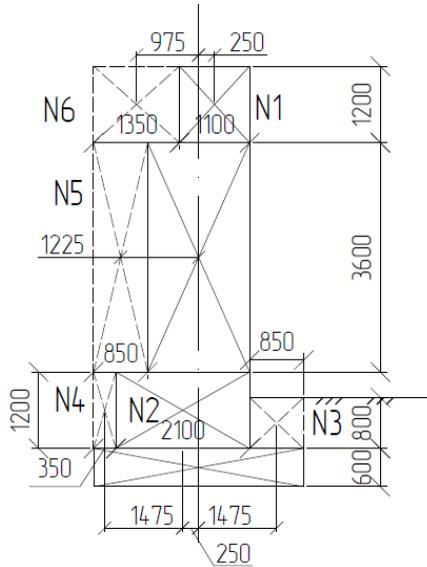


Рис. 10.4. Расчетная схема расчета по деформациям

$$M_0 = F_{sa} \cdot \left[ h^* - \operatorname{tg}(\epsilon + \delta) \cdot \left( \frac{b}{2} - h^* \cdot \operatorname{tg} \epsilon \right) \right] + \sum M_i. \quad (10.17)$$

$$M_0 = 155,93 \cdot \left[ 2,45 - \operatorname{tg}(20,36 + 20) \cdot \left( \frac{3,3}{2} - 2,45 \cdot \operatorname{tg} 20,36 \right) \right] +$$

$$+ 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 24 - 2,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 24 + 0,85 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1,475 \times$$

$$\times 19,31 - 0,35 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1,475 \cdot 19,31 - 0,85 \cdot 3,6 \cdot 1 \cdot 1,225 \cdot 19,31 -$$

$$- 1,35 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 0,975 \cdot 19,31 = 173,62 \text{ кНм.}$$

Сумму проекций всех сил на вертикальную плоскость определяем по формуле (10.9)

$$F_V = 155,93 \cdot \operatorname{tg}(20,36 + 20) + 375,891 + 0 = 508,27 \text{ кН.}$$

Эксцентриситет приложения равнодействующей определяется как:

$$e = \frac{M_0}{F_V}. \quad (10.18)$$

$$e = \frac{173,62}{508,27} = 0,34 \text{ м} < \frac{b}{6} = \frac{3,3}{6} = 0,55 \text{ м}.$$

$P_{\max}$  при эксцентриситете приложения равнодействующей всех вертикальных сил относительно центра тяжести подошвы  $e < b/6$  определяются как:

$$P_{\max} = F_V \cdot \left(1 + \frac{6e}{b}\right) / b. \quad (10.19)$$

$$P_{\max} = 508,27 \cdot \frac{1 + \frac{6 \cdot 0,34}{3,3}}{3,3} = 249,23 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие (10.14):

$$P_{\max} = 249,23 \text{ кПа} < R = 394,03 \text{ кПа}.$$

Условие выполнено.

### 10.3. Пример расчета подпорной стены из коробчатых габионов с армопанелью

Габионы с армопанелью – это сетчатые ящики, заполненные камнями или другим материалом. Они могут быть использованы как подпорные стены, так и для создания зеленых ограждений. Стенки габионов обычно изготавливаются из стальных арматурных прутьев, которые покрывают слоем цинка для защиты от коррозии. Для повышения прочности и уменьшения эрозии стенок габионов часто покрывают армопанелями.

Габионные конструкции используются во всем мире уже более 100 лет. Область применения габионов весьма разнообразна, их используют для укрепления откосов насыпей и выемок, оврагов и логов, а также для регуляционных и других дорожно-мостовых

сооружений. Еще одним направлением применения стен из габионов является усиление, стабилизация и защита эксплуатируемого земляного полотна. Благодаря структуре материала, габионы могут выполнять функции обратного фильтра, а также могут быть использованы в качестве противофильтрационной завесы.

Исходные данные см. в п. 10.2. Расчеты проведены согласно ОДМ 218.2.049-2015 «Рекомендации по проектированию и строительству габионных конструкций на автомобильных дорогах» [9].

Для расчета принята стена из коробчатых габионов с армирующей панелью длиной 4 м. Габионы выполнены из сетки № 80 с полимерным покрытием и диаметром проволоки 2,7 мм. Прочность армирующей панели на разрыв составляет  $R_p = 47,0$  кН/м. Удельный вес каменного материала заполнения  $\gamma = 24$  кН/м<sup>3</sup>, пористость  $n = 0,25$ .

Ширина основания конструкции 5 м.

Горизонтальное давление грунтовых масс на конструкцию (10.20):

$$E_h = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (10.20)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта обратной засыпки, кН/м<sup>3</sup>;  $h$  – расстояние от подошвы конструкции до верхней точки земли, м;  $\varphi$  – расчетный угол внутреннего трения грунта основания.

$$E_h = \frac{19,21 \cdot 5,2^2}{2} \left( \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) \right) = 127,26 \text{ кН/м.}$$

Расчет конструкции производится на устойчивость по разным схемам разрушения.

**Расчет устойчивости против сдвига.** Определение допускаемого коэффициента устойчивости (10.21):

$$[k] = \frac{\gamma_n \cdot \Psi}{\gamma_d}, \quad (10.21)$$

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности сооружения;  $\gamma_d$  – коэффициент условий работы;  $\psi$  – коэффициент сочетания нагрузок для основного сочетания, принимаются в соответствии с требованиями п.6.3.17 [9].

$$[k] = \frac{1,15 \cdot 1,0}{1,0} = 1,15.$$

Величина сдвигающей силы:

$$T = E_h = 127,26 \text{ кН/м.}$$

Определение удельного веса каменного материала подпорной конструкции:

$$\gamma_g = \gamma_s (1 - n) = 24(1 - 0,25) = 18 \text{ кН/м}^3.$$

Определение веса коробчатого габиона (10.22):

$$G_{gi} = \omega_{gi} \cdot \gamma_g, \quad (10.22)$$

где  $\omega_{gi}$  – площадь поперечного сечения габиона,  $\text{м}^2$ .

$$G_{gi} = 1 \cdot 18 = 18 \text{ кН.}$$

Суммарный вес габионных конструкций, который приходится на 1 п.м:

$$\sum G_{gi} = 18 \cdot 5,2 = 93,6 \text{ кН.}$$

С помощью формулы (10.22) рассчитывается вес грунта засыпки площадью  $\omega_s = 4 \cdot 5,2 = 20,8 \text{ м}^2$ .

$$G_s = 20,8 \cdot 19,21 = 399,57 \text{ кН.}$$

Определение удерживающей силы (10.23):

$$R = (\sum G_{gi} + G_s) \text{tg}\varphi + B \cdot c. \quad (10.23)$$

$$R = (93,6 + 399,57) \cdot \text{tg}24 + 5 \cdot 22 = 329,57 \text{ кН.}$$

Проверка условия устойчивости стены против сдвига (10.24):

$$\frac{R}{T} = [k] \quad (10.24)$$

$$\frac{329,57}{127,26} = 2,6 \geq [k] = 1,15.$$

Так как проверка выполняется, условие устойчивости против сдвига обеспечено.

**Расчет устойчивости против опрокидывания.** Плечо равнодействующей горизонтального давления относительно точки *C* составляет 1/3 от высоты подпора грунта (рис. 10.5):

$$y_0 = \frac{5,2}{3} = 1,73 \text{ м},$$

где 5,2 м – высота подпорной стены.

Определение момента опрокидывающих сил относительно точки *C* (10.25):

$$M^{on} = E_h \cdot y_0, \quad (10.25)$$

$$M^{on} = 127,26 \cdot 1,73 = 220,16 \text{ кНм}.$$

Для всех коробчатых габионов в данной конструкции размеры плеч равны  $x_{gi} = \frac{1}{2} = 0,5$  м, а для грунта засыпки  $x_s = \frac{5}{2} + 0,5 = 3$  м.

Плечо равнодействующей вертикальных нагрузок  $G_{gi}$  (10.26):

$$x_0 = \frac{\sum G_{gi} \cdot x_{gi} + G_s \cdot x_s}{\sum G_{gi} + G_s}. \quad (10.26)$$

$$x_0 = \frac{93,6 \cdot 0,5 + 399,57 \cdot 3}{93,6 + 399,57} = 2,52 \text{ м}.$$

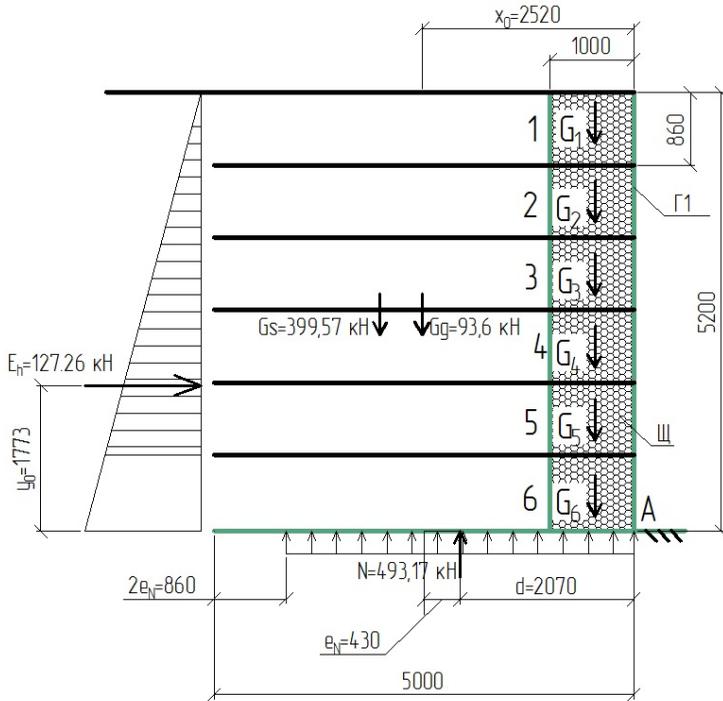


Рис. 10.5. Схема к расчету устойчивости подпорной конструкции против опрокидывания

Момент удерживающих сил относительно точки  $C$  (10.27):

$$M_{y0} = (\sum G_{gi} + G_s) \cdot x_0. \quad (10.27)$$

$$M_{y0} = (93,6 + 399,57) \cdot 2,52 = 1242,8 \text{ кНм.}$$

Проверка условия устойчивости стены против опрокидывания (10.28):

$$\frac{M_{уд}}{M_{оп}} \geq [k]. \quad (10.28)$$

$$\frac{1242,8}{220,16} = 5,64 \geq [k] = 1,15.$$

Условие выполнено. Конструкция достаточно устойчива к опрокидыванию.

**Расчет несущей способности основания.** Определение реакции грунта основания (10.29):

$$N = \sum G_{gi} + G_s. \quad (10.29)$$

$$N = 93,6 + 399,57 = 493,17 \text{ кН.}$$

Расстояние от точки  $C$  до точки приложения реакции грунта основания  $N$  (см. рис. 10.5) (10.30):

$$d = \frac{M_{уд} - M^{оп}}{N}. \quad (10.30)$$

$$d = \frac{1242,8 - 220,29}{493,17} = 2,07 \text{ м.}$$

Определение величины эксцентриситета нормальной реакции грунтового основания производится по формуле (10.31):

$$e^N = \frac{B}{2} - d. \quad (10.31)$$

$$e^N = \frac{5}{2} - 2,07 = 0,43 \text{ м.}$$

Давление по подошве подпорно-удерживающей конструкции (10.32):

$$\sigma_{v \max} = \frac{N}{B - 2e^N}. \quad (10.32)$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{493,17}{5 - 2 \cdot 0,43} = 119,12 \text{ кПа.}$$

Так как аргиллит является достаточно непрочным основанием, согласно таблице Б.1 ГОСТ 25100-2020 может быть класси-

фицирован как полускальный грунт. Расчет допустимого давления от габионной стены на скальное основание зависит в первую очередь от конструкции сооружения и производится с учетом раздела 5.7 [17] (10.33):

$$[\sigma_{\vartheta}] = N_u = b' \cdot l' \times (N_{\gamma} \cdot \xi_{\gamma} \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma'_I + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I), \quad (10.33)$$

где  $b'$ ,  $l'$  – приведенные ширина и длина фундамента соответственно  $b' = b - 2e$ ,  $l' = l - 2e$ .  $e$  – эксцентриситет нагрузки,  $\gamma$ ,  $\gamma'_I$  – расчетные значения удельного веса грунтов,  $\text{кН/м}^3$ , находящихся в пределах возможной призмы выпирания соответственно ниже выше подошвы фундамента,  $c_I$  – расчетное значение удельного сцепления грунта,  $\text{кПа}$ ,  $d$  – глубина заложения фундамента,  $\text{м}$ ;  $N_{\gamma}$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – коэффициенты несущей способности  $N_{\gamma} = 5,27$ ;  $N_q = 9,8$ ;  $N_c = 19,54$  (по табл. 5.12 СП 22.13330.2016 при  $\varphi_{II} = 24^{\circ}$ );  $\xi_{\gamma}$ ,  $\xi_q$ ,  $\xi_c$  – коэффициенты формы фундамента, для ленточного фундамента принимаются равными 1.

$$[\sigma_{\vartheta}] = (5 - 2 \cdot 0,43) \cdot 1 \cdot (5,27 \cdot 1 \cdot (5 - 2 \cdot 0,43) \cdot 19,7 + 9,8 \cdot 1 \cdot 5,2 \cdot 19,21 + 19,54 \cdot 1 \cdot 22) = 7611,93 \text{ кПа.}$$

Проверка несущей способности основания (10.34):

$$\sigma_v \leq \frac{[\sigma_{\vartheta}] \cdot \gamma_c}{\gamma_n}, \quad (10.34)$$

$$119,2 \leq \frac{7611,93 \cdot 0,8}{1,15} = 5295,26 \text{ кПа.}$$

Условие удовлетворяется, несущая способность основания обеспечена.

Расчет прочности армирующих панелей на разрыв.

Для расчета рассматривается сечение на высоте 2,58 м от уровня основания (рис. 10.6).

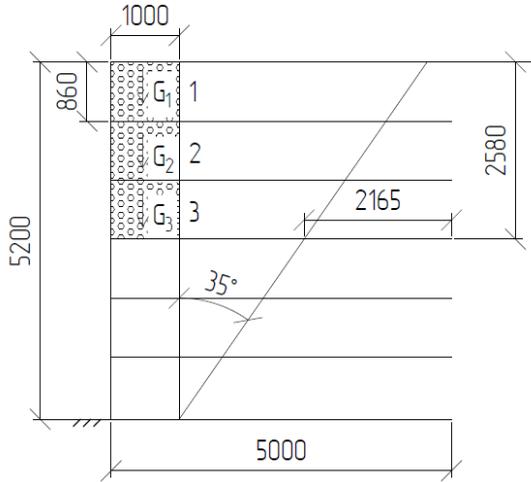


Рис. 10.6. Схема расчета прочности армирующих панелей на разрыв

Внутренняя поверхность скольжения находится под углом к вертикали  $45^\circ - \frac{20^\circ}{2} = 35^\circ$ . Коэффициент активного давления принят в размере  $K_a = 0,49$ .

Вертикальное давление в рассматриваемом сечении будет определяться по формуле (10.35). Высота армирования составляет  $h_i = 2,58$  м.

$$\sigma_{vi} = \gamma_c \cdot h_i. \quad (10.35)$$

$$\sigma_{vi} = 19,21 \cdot 2,58 = 49,56 \text{ кПа.}$$

Растягивающие усилия, которые действуют на армопанель в рассматриваемом сечении, определяются путем перемножения коэффициента активного давления, расстояния между панелями (0,86 м) и вертикального давления грунта (10.36).

$$T_{pi} = k_a \cdot \Delta h \cdot \sigma_{vi}. \quad (10.36)$$

$$T_{pi} = 0,49 \cdot 0,86 \cdot 49,56 = 20,88 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Для расчета максимально допустимого сопротивления армопанели разрыву (10.37) необходимо принять во внимание коэффициент запаса, равный 2.

$$[R_p] = \frac{R_p}{K_p}. \quad (10.37)$$

$$[R_p] = \frac{47,0}{2} = 23,5 \text{ кН/м}.$$

Проверка прочности армопанели на разрыв (10.38):

$$[R_p] \geq T_{pi}. \quad (10.38)$$

$$[R_p] = 23,5 \geq T_{pi} = 20,88.$$

Условие удовлетворено. Остальные армопанели рассчитываются аналогично.

**Расчет анкерной способности армирующих панелей.** Примером может послужить сечение между третьим и четвертым слоем габионной конструкции (рис.10.6).

Длина заделки армирующего элемента в реактивной зоне составила  $L_{ri} = 2,165 \text{ м}$ .

Для того чтобы получить максимально возможное анкерное усилие армопанели, необходимо использовать коэффициент запаса  $k_q = 1,5$  и коэффициент условий работы  $c_s = 0,9$  (10.39):

$$[Q_i] = \frac{L_{ri} \cdot \sigma_{vi} \cdot c_s \cdot \text{tg}\varphi}{k_q} \quad (10.39)$$

$$[Q_i] = \frac{2,165 \cdot 49,56 \cdot 0,9 \cdot \text{tg}20}{1,5} = 23,4 \text{ кН/м}.$$

Проверка условия анкерной способности армопанели (10.40):

$$[Q_i] \geq T_{pi} \quad (10.40)$$
$$[Q_i] = 23,4 \geq T_{pi} = 20,88.$$

Условие выполнено. Все остальные армопанели рассчитываются таким же способом.

#### **10.4. Расчет гибкой консольной подпорной стены с анкерным креплением**

Расчет производится согласно ВСН 506-88 «Проектирование и устройство грунтовых анкеров» [6] и СП 381.1325800.2018 «Сооружения подпорные. Правила проектирования» [24].

Стена – монолитная бетонная, толщина 0,6 м. Для сооружений II геотехнической категории глубину заделки допускается принимать равной 1,2 высоты подпора грунта (п. И.2 СП 381.1325800.2018). Примем глубину заделки стены 6,3 м.

Для расчета анкера необходимо определить его усилие.

В расчетном отношении гибкая подпорная стенка представляет собой статически определимую консольную балку, которая имеет жесткую заделку в основании и находится в статическом равновесии при уравнивании активного и пассивного давления.

Расчет гибкой подпорной стенки выполняется графоаналитическим методом (методом Блюма – Ломейера).

При применении графоаналитического метода строятся силовой и веревочный многоугольники, на основании которых выполняются дальнейшие расчеты.

Для выполнения расчета в первую очередь необходимо определить активное и пассивное давление на стенку, а также их суммарное (с учетом знака) значение. При этом грунтовый массив разбивают на слои и для каждого из слоев определяют активное, пассивное давление и их результирующую.

Разобьем массив грунта на слои толщиной 0,4 м.

Для каждого слоя определим активное и пассивное давление.

Активное давление:

– для связных грунтов

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \lambda_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{\lambda_a}; \quad (10.41)$$

– для сыпучих грунтов

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot \lambda_a, \quad (10.42)$$

где  $\gamma$  – плотность грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $z$  – толщина слоя, м;  $c$  – удельное сцепление, кПа;  $\lambda_a$  – коэффициент активного давления

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (10.43)$$

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта рассматриваемого слоя.

Пассивное давление:

– для связных грунтов

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot \lambda_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{\lambda_p}; \quad (10.44)$$

– для сыпучих грунтов

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot \lambda_p \quad (10.45)$$

где  $\gamma$  – плотность грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $z$  – толщина слоя, м;  $c$  – удельное сцепление, кПа;  $\lambda_p$  – коэффициент пассивного давления

$$\lambda_p = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10.46)$$

Давление от собственного веса грунта слоя и действующей на него нагрузки определяется по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma \cdot z + q. \quad (10.47)$$

Результаты расчетов сведем в табл. 10.1.

По результатам расчетов строим эпюры активного и пассивного давления, а также их результирующей (рис. 10.7).

Таблица 10.1

## Определение активного и пассивного давлений

ИГЭ	Номер слоя	$z_a$ , м	$z_p$ , м	$\gamma$ , кН / м <sup>3</sup>	$\varphi$	$c$ , кПа	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\lambda_a$	$\sigma_a$ , кПа	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\lambda_p$	$\sigma_p$ , кПа	$\sigma_{a-p}$ , кПа
Суглинок	1	0,4		19,21	20	16	15	0,376	-4,62				-4,62
	2	0,4		19,21	20	16	22,684	0,376	3,06				3,06
	3	0,4		19,21	20	16	30,368	0,376	10,75				10,75
	4	0,4		19,21	20	16	38,052	0,376	18,43				18,43
	5	0,4		19,21	20	16	45,736	0,376	26,11				26,11
	6	0,4		19,21	20	16	53,42	0,376	33,80				33,80
	7	0,4		19,21	20	16	61,104	0,376	41,48				41,48
	8	0,4		19,21	20	16	68,788	0,376	49,17				49,17
	9	0,4		19,21	20	16	76,472	0,376	56,85				56,85
	10	0,4		19,21	20	16	84,156	0,376	64,53				64,53
	11	0,4		19,21	20	16	91,84	0,376	72,22				72,22
	12	0,4		19,21	20	16	99,524	0,376	79,90				79,90
	13	0,4		19,21	20	16	107,208	0,376	87,59				87,59
	14	0,4		19,21	20	16	114,892	0,376	95,27				95,27
Аргиллит	15	0,4	0,4	19,7	24	22	122,772	0,325	97,69	7,88	1,558	67,20	30,49
	16	0,4	0,4	19,7	24	22	130,652	0,325	105,57	15,76	1,558	79,47	26,09
	17	0,4	0,4	19,7	24	22	138,532	0,325	113,45	23,64	1,558	91,75	21,70
	18	0,4	0,4	19,7	24	22	146,412	0,325	121,33	31,52	1,558	104,03	17,30
	19	0,4	0,4	19,7	24	22	154,292	0,325	129,21	39,4	1,558	116,31	12,90
	20	0,4	0,4	19,7	24	22	162,172	0,325	137,09	47,28	1,558	128,58	8,51
	21	0,4	0,4	19,7	24	22	170,052	0,325	144,97	55,16	1,558	140,86	4,11

Окончание табл. 10.1

ИГЭ	Номер слоя	$z_a$ , м	$z_p$ , м	$\gamma$ , кН / м <sup>3</sup>	$\varphi$	$c$ , кПа	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\lambda_a$	$\sigma_a$ , кПа	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\lambda_p$	$\sigma_p$ , кПа	$\sigma_{a-p}$ , кПа
	22	0,4	0,4	19,7	24	22	177,932	0,325	152,85	63,04	1,558	153,14	-0,29
	23	0,4	0,4	19,7	24	22	185,812	0,325	160,73	70,92	1,558	165,41	-4,69
	24	0,4	0,4	19,7	24	22	193,692	0,325	168,61	78,8	1,558	177,69	-9,08
Аргиллит	25	0,4	0,4	19,7	24	22	201,572	0,325	176,49	86,68	1,558	189,97	-13,48
	26	0,4	0,4	19,7	24	22	209,452	0,325	184,37	94,56	1,558	202,25	-17,88
	27	0,4	0,4	19,7	24	22	217,332	0,325	192,25	102,44	1,558	214,52	-22,27
	28	0,4	0,4	19,7	24	22	225,212	0,325	200,13	110,32	1,558	226,80	-26,67
	29	0,4	0,4	19,7	24	22	233,092	0,325	208,01	118,2	1,558	239,08	-31,07
	30	0,4	0,4	19,7	24	22	240,972	0,325	215,89	126,08	1,558	251,35	-35,47
	31	0,4	0,4	19,7	24	22	248,852	0,325	223,77	133,96	1,558	263,63	-39,86
	32	0,4	0,4	19,7	24	22	256,732	0,325	231,65	141,84	1,558	275,91	-44,26
	33	0,4	0,4	19,7	24	22	264,612	0,325	239,53	149,72	1,558	288,18	-48,66
	34	0,4	0,4	19,7	24	22	272,492	0,325	247,41	157,6	1,558	300,46	-53,05
	35	0,4	0,4	19,7	24	22	280,372	0,325	255,29	165,48	1,558	312,74	-57,45
	36	0,4	0,4	19,7	24	22	288,252	0,325	263,17	173,36	1,558	325,02	-61,85

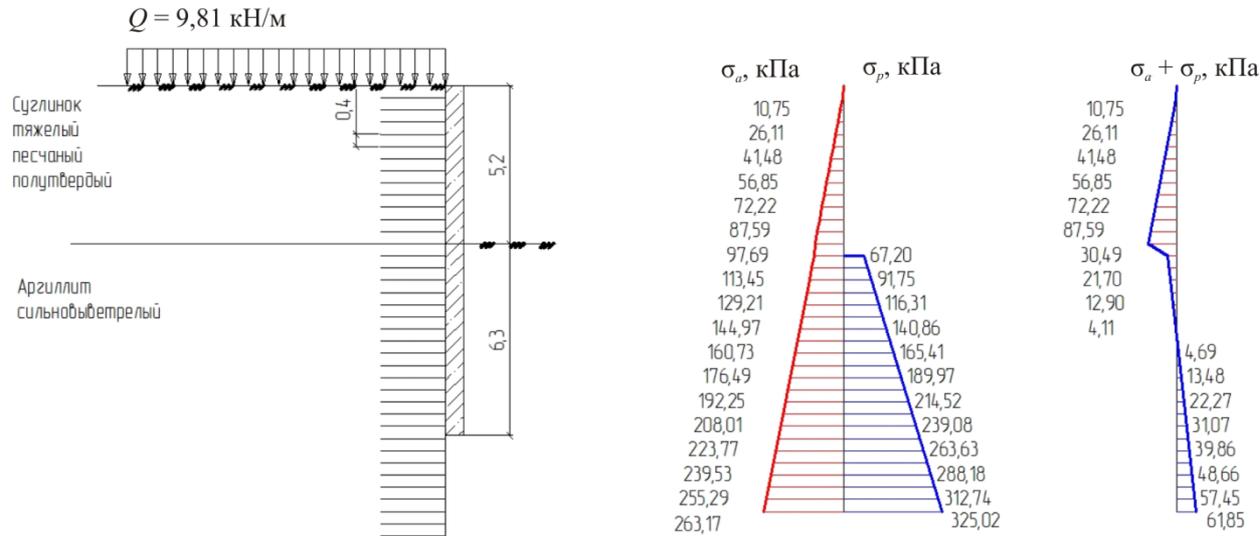


Рис. 10.7. Эпюры активного и пассивного давления, результирующая эпюра

Таблица 10.2

## Расчет сосредоточенных сил

Номер слоя	$z$ , м	$\sigma_{a-p}$ , кПа	$Q$
1	0,4	0	0,61
2	0,4	3,06	2,76
3	0,4	10,75	5,84
4	0,4	18,43	8,91
5	0,4	26,11	11,98
6	0,4	33,80	15,06
7	0,4	41,48	18,13
8	0,4	49,17	21,20
9	0,4	56,85	24,28
10	0,4	64,53	27,35
11	0,4	72,22	30,42
12	0,4	79,90	33,50
13	0,4	87,59	36,57
14	0,4	95,27	25,15
15	0,4	30,49	11,32
16	0,4	26,09	9,56
17	0,4	21,70	7,80
18	0,4	17,30	6,04
19	0,4	12,90	4,28
20	0,4	8,51	2,52
21	0,4	4,11	0,76
22	0,4	-0,29	-0,99
23	0,4	-4,69	-2,75
24	0,4	-9,08	-4,51
25	0,4	-13,48	-6,27
26	0,4	-17,88	-8,03
27	0,4	-22,27	-9,79
28	0,4	-26,67	-11,55
29	0,4	-31,07	-13,31
30	0,4	-35,47	-15,07
31	0,4	-39,86	-16,82
32	0,4	-44,26	-18,58
33	0,4	-48,66	-20,34
34	0,4	-53,05	-22,10
35	0,4	-57,45	-23,86
36	0,4	-61,85	-12,37

Для построения силового многоугольника результирующая эпюра разбивается на слои, распределенное давление заменяется сосредоточенной силой, приложенной к центру тяжести фигуры,

получаемой для каждого слоя. Сосредоточенная сила равна площади фигуры каждого слоя эпюры.

Результаты расчетов сосредоточенных сил приведены в табл. 10.2.

Силовой многоугольник строится следующим образом:

1. Проводится горизонтальная линия, на которой в масштабе откладываются силы активного давления.

В рассматриваемом примере на горизонтальной линии слева направо откладываются значения сил 1–21.

2. Строится вертикальная линия, расположенная примерно посередине полученной линии и перпендикулярная ей. На произвольном расстоянии от горизонтальной линии назначается положение полюса  $O$ . Величина полюсного расстояния принимается в масштабе сил, т.е. в кН. В нашем случае принимаем полюсное расстояние равным 100 кН.

3. Полюс  $O$  соединяем лучами с началом и концом каждой силы активного давления.

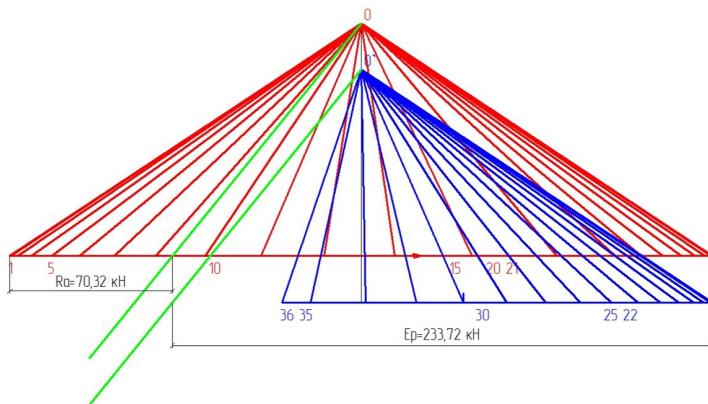


Рис. 10.8. Силовой многоугольник

4. Опускаем от конца последней силы (сила 21) вертикально вниз линию на произвольную величину (примем – 20 кН или 20 единиц в вертикальном масштабе). Проводим горизонтальную линию. От точки  $O$  вниз также откладываем величину 20 кН и получаем положение полюса  $O'$ .

5. На горизонтальной линии справа налево от линии, проведенной из конца силы 21, откладываем значения пассивного давления.

6. Полус О' соединяем лучами с началом и концом каждой силы пассивного давления.

Затем строим веревочный многоугольник. Верево́чный многоугольник – это эпюра изгибающих моментов в стенке. Для этого на каждом участке проводим линию, параллельную лучу ОК, где К – номер силы. Далее проводим замыкающую веревочного многоугольника таким образом, чтобы максимальное расстояние от замыкающей до линии активного давления было примерно равно максимальному расстоянию от замыкающей до линии пассивного давления. Это будет соответствовать равенству моментов верхней (консольной) и нижней (защемленной) частей.

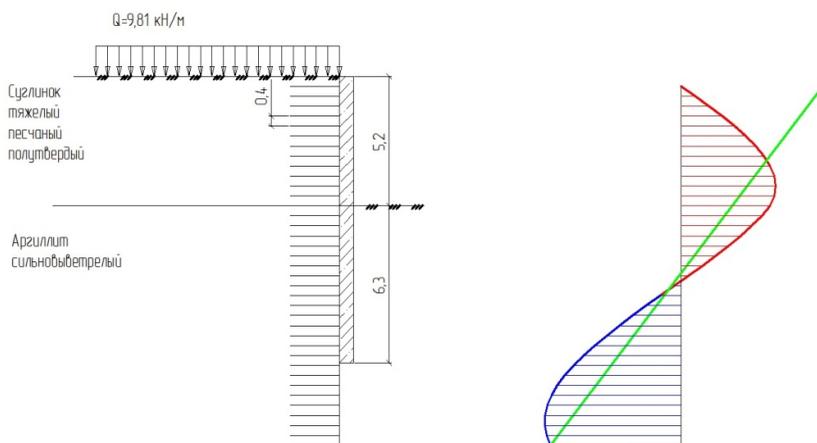


Рис. 10.9. Верево́чный многоугольник

На силовом многоугольнике через полюса О и О' проводим линии, параллельные замыкающей веревочного многоугольника.

Расстояние от начала первой силы активного давления (силы 1) до пересечения линии, параллельной замыкающей, с горизонтальной линией будет равно усилию в анкере –  $R_a = 70,32$  кН.

Расстояние от начала первой силы пассивного давления (силы 22) до пересечения линии, параллельной замыкающей, с горизонтальной линией будет равно усилию, действующему на ограждение,  $-E_p = 233,72$  кН.

Рассмотрим крепление стенки анкерами длиной 13 м, диаметр ствола 0,25 м, длина корня 3,0 м, расстояние между анкерами по горизонтали 1,5 м, расстояние от поверхности до анкера 0,6 м, угол наклона анкера к горизонтали  $35^\circ$  (рис. 10.10).

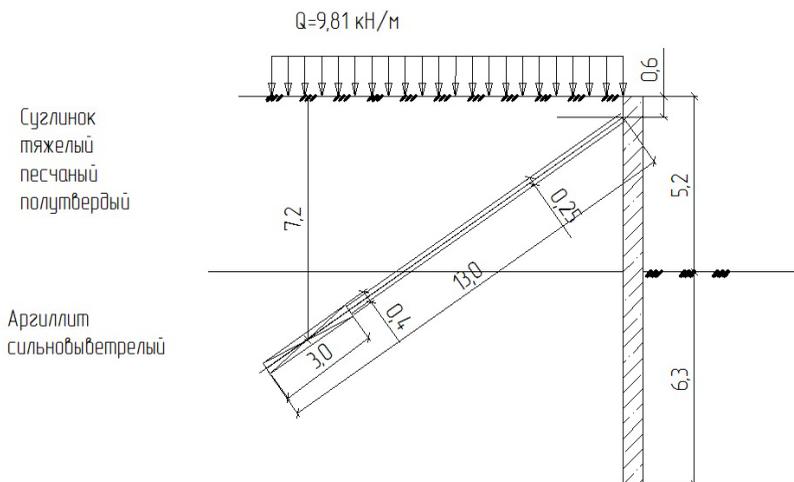


Рис. 10.10. Схема расчета анкера

Определим значение заделки усилия анкера с учетом коэффициента надежности:

$$R_a = \frac{R_a \xi}{\cos \theta} \quad (10.48)$$

$$R_a = \frac{70,32 \cdot 1,4}{\cos 35^\circ} = 115,46 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка на один анкер с учетом расстояния между анкерами 1,5:

$$R_{\text{расч}} = R'_a \cdot 1,5 \text{ м} = 115,46 \cdot 1,5 = 173,19 \text{ кН.}$$

Несущую способность инъекционных анкеров по грунту основания определяют по формуле

$$P_d = \pi D_k l_k (1 + \sin \varphi) (\sigma \tan \varphi + c) K_p \gamma_c, \quad (10.49)$$

где  $D_k$  – диаметр заделки (корня) анкера, для определения величины  $D_k$  задаются отношением  $D_c/D_k$ , равным 0,9; 0,6 и 0,3.

Примем диаметр скважины  $D_c=0,25$  м, отношение  $\frac{D_c}{D_k} = 0,6$ ,

где  $D_k = 0,25 / 0,6 = 0,4$  м;  $l_k$  – длина корня анкера;  $\varphi, c$  – расчетные средневзвешенные значения по длине заделки: угол внутреннего трения  $\varphi = 21,68^\circ$  и удельное сцепление грунта  $c = 17,93$  кПа соответственно;  $\sigma$  – усредненное по боковой поверхности заделки анкера природное напряжение грунта:

$$\sigma = 0,5(\gamma_i h_k + q) \left( \xi_0 + \sqrt{\cos^2 \alpha + \xi_0^2 \sin^2 \alpha} \right), \quad (10.50)$$

где  $\gamma_i$  – средневзвешенное значение удельного веса грунта по глубине  $h_k$  с учетом взвешивающего действия воды ( $19,39$  кН/м<sup>3</sup>);  $h_k$  – глубина заложения центра заделки анкера от поверхности грунта ( $7,2$  м);  $q$  – приведенная к равномерно-распределенной в уровне центра заделки нагрузка на поверхности и от соседних фундаментов зданий ( $9,81$  кН/м<sup>2</sup>);  $\xi_0$  – коэффициент бокового давления грунта в природном состоянии (покоя), для песков и супесей  $0,43$ , для суглинков  $0,55$ , для глин  $0,7$ ;  $K_p$  – коэффициент, зависящий от отношения диаметра скважины  $D_c$  к диаметру заделки  $D_k$  (равен  $0,6$ ), природных напряжений, прочностных и деформационных характеристик грунта, находящегося в зоне заделки анкера:

$$K_p = \left[ \frac{1,01 - \left( \frac{D_c}{D_k} \right)^2}{1,01 - \frac{A^2}{1 + A^2}} \right]^\theta, \quad (10.51)$$

где  $A = \frac{E_0}{(1 + \nu_0)(\sigma + c \cdot \text{ctg} \varphi) \sin \varphi}$ ;  $\theta = \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$ ;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы: для песчаных грунтов принимается равным 0,72, для пылевато-глинистых – 0,64;  $E_0$  – средневзвешенное значение по длине заделки модуля деформации грунта (17963 кПа);  $\nu_0$  – средневзвешенное значение по длине заделки коэффициента Пуассона, принимается равным 0,42 для суглинков;  $\alpha$  – проектный угол установки анкера, равен  $35^\circ$ .

$$\begin{aligned} \sigma &= 0,5(\gamma_i h_k + q) \left( \xi_0 + \sqrt{\cos^2 \alpha + \xi_0^2 \sin^2 \alpha} \right) = \\ &= 0,5 \cdot (19,39 \cdot 7,2 + 9,81) \left( 0,55 + \sqrt{\cos^2 35^\circ + 0,55^2 \cdot \sin^2 35^\circ} \right) = \\ &= 106,84 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{E_0}{(1 + \nu_0)(\sigma + c \cdot \text{ctg} \varphi) \sin \varphi} = \\ &= \frac{17963}{(1 + 0,42)(106,84 + 17,93 \text{ctg} 21,68^\circ) \sin 21,68^\circ} = 225. \end{aligned}$$

$$\theta = \frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{\sin 21,68^\circ}{1 + \sin 21,68^\circ} = 0,27.$$

$$K_p = \left[ \frac{1,01 - (0,6)^2}{1,01 - \frac{225^2}{1 + 225^2}} \right]^{0,27} = 3,09.$$

$$\begin{aligned}
 P_d &= \pi D_k l_k (1 + \sin \varphi) (\sigma \tan \varphi + c) K_p \gamma_c = \\
 &= \pi \cdot 0,4 \cdot 3 (1 + \sin 21,68) (106,84 \cdot \tan 21,68 + 17,93) \times \\
 &\quad \times 3,09 \cdot 0,64 = 276,681 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

Проверка работы анкера:  $P_d \geq \xi R_{\text{расч}}$ ,

$276,681 > 1,4 \cdot 173,19 = 242,466$  – условие выполняется.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

### *Основной*

1. Атлас природных и техногенных опасностей и рисков чрезвычайных ситуаций в Российской Федерации / под ред. С.К. Шойгу – М.: ИЦП «Дизайн. Информация. Кртография», 2005. – 270 с.
2. Венгерова М.В., Венгеров А.С. Геология: учеб.-метод. Пособие. – Екатеринбург: Изд-во Урал. ун-та, 2016. – 176 с.
3. Глушко А.Я., Разумов В.В. Опасности проявления оползневых процессов в Южном федеральном округе // Юг России: экология, развитие. – 2009. – № 4. – С. 138–145.
4. Музафаров А.А., Фонарев П.А. Инженерно-геологическое обеспечение работ по строительству автомагистралей, аэродромов и специальных сооружений: учебное пособие. – М.: МАДИ, 2016. – 180 с
5. Неволин, А.П. Инженерная геология. Инженерно-геологические изыскания для строительства: учеб.-метод. пособие. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2014. – 85 с.

### *Нормативной и справочной*

6. ВСН 506-88. Проектирование и устройство грунтовых анкеров. – М., 1988.
7. ГОСТ 19179-73. Гидрология суши. Термины и определения. – М., 1973.
8. ОДМ 218.2.027-2012. Методические рекомендации по расчету и проектированию армогрунтовых подпорных стен на автомобильных дорогах. – М., 2012.
9. ОДМ 218.2.049-2015. Рекомендации по проектированию и строительству габионных конструкций на автомобильных дорогах. – М., 2015.
10. ОДМ 218.3.008-2011. Рекомендации по мониторингу и обследованию подпорных стен и удерживающих сооружений на оползневых участках автомобильных дорог. – М., 2011.

11. Рекомендации по применению высокомолекулярных соединений в борьбе с морозным выпучиванием фундаментов. – М.: Издательство литературы по строительству, 1969.
12. СН 518-79. Инструкция по проектированию и строительству противоселевых защитных сооружений. – М., 1979.
13. СП 11-102-97. Инженерно-экологические изыскания для строительства. – М., 1997.
14. СП 11-103-97. Инженерно-гидрометеорологические изыскания для строительства. – М., 1997.
15. СП 11-104-97. Инженерно-геодезические изыскания для строительства. – М., 1997.
16. СП 11-105-97. Инженерно-геологические изыскания для строительства. – М., 1997.
17. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. – М., 2016.
18. СП 24.13330.2021. Свайные фундаменты. – М., 2021.
19. СП 43.13330.2012. Сооружения промышленных предприятий. – М., 2012.
20. СП 47.13330. 2016. Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. – М., 2016.
21. СП 104.13330.2016. Инженерная защита территории от затопления и подтопления. – М., 2016.
22. СП 116.13330.2012. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. – М., 2012.
23. СП 131.13330.2018. Строительная климатология. – М., 2018.
24. СП 381.1325800.2018. Сооружения подпорные. Правила проектирования. – М., 2018.
25. СП 428.1325800.2018. Инженерные изыскания для строительства в лавиноопасных районах. Общие требования. – М., 2018.
26. СП 436.1325800.2018. Инженерная защита территорией, зданий и сооружений от оползней и обвалов. Правила проектирования. – М., 2018.

27. СП 479.1325800.2019. Инженерные изыскания для строительства в районах развития селевых процессов. Общие требования. – М., 2019.

28. СП 499.1325800. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от карстово-суффозионных процессов. Правила проектирования. – М., 2000.

29. Справочное пособие к СНиП 2.09.03-85. Проектирование подпорных стен и стен подвалов. – М.: Стройиздат, 1990.

30. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: Федеральный закон № 384-ФЗ. – М., 2009.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

### Зоны проявления опасных геологических процессов на территориях субъектов Российской Федерации (по СП 116.13330.2012)

Территория	Зарегистрированные проявления опасных геологических процессов								
	Оползни	Обвалы	Карст	Подтопление	Переработка берегов	Пучение	Наледообразование	Термокарст	Затопление
Республика Адыгея	+		+	+					+
Республика Алтай	+	+	+	+			+		
Республика Башкортостан	+		+	+		+			+
Республика Бурятия	+		+	+	+	+	+		+
Республика Дагестан	+		+	+	+				
Республика Ингушетия	+		+	+					
Республика Карелия				+		+			
Карачаево-Черкесская Республика	+		+	+					
Кабардино-Балкарская Республика	+		+	+					
Республика Калмыкия				+					+
Республика Коми			+	+	+	+			
Республика Марий Эл	+		+	+	+	+			
Республика Мордовия	+		+	+		+			
Республика Северная Осетия – Алания	+		+	+					
Республика Татарстан	+		+	+	+	+			
Республика Тыва	+		+	+		+	+		
Удмуртская Республика	+			+		+			

Территория	Зарегистрированные проявления опасных геологических процессов								
	Оползни	Обвалы	Карст	Подтопление	Переработка берегов	Пучение	Наледообразование	Термокарст	Затопление
Республика Хакасия	+		+	+		+			
Чеченская Республика	+		+	+					
Чувашская Республика	+			+		+			
Республика Саха (Якутия)			+	+	+	+	+	+	+
Алтайский край	+		+	+	+	+	+		+
Краснодарский край	+	+	+	+	+				+
Красноярский край	+		+	+		+	+	+	+
Приморский край	+	+	+	+		+	+		+
Ставропольский край	+	+	+	+	+				
Хабаровский край	+		+	+	+	+	+	+	+
Архангельская область			+	+	+	+	+	+	+
Астраханская область				+	+	+			+
Амурская область	+		+	+		+	+		+
Белгородская область	+		+	+					
Брянская область	+		+	+					
Владимирская область	+		+	+	+	+			
Вологодская область			+	+		+			
Волгоградская область	+		+	+					
Воронежская область	+		+	+					
Еврейская автономная область			+	+		+			+
Ивановская область	+		+	+	+	+			
Иркутская область	+		+	+		+	+	+	+
Калининградская область	+			+	+				
Калужская область	+		+	+		+			

## Продолжение таблицы

Территория	Зарегистрированные проявления опасных геологических процессов								
	Оползни	Обвалы	Карст	Подтопление	Переработка берегов	Пучение	Наледообразование	Термокарст	Затопление
Камчатская область	+		+	+		+	+	+	
Кемеровская область	+	+	+	+	+	+			+
Кировская область	+		+	+		+			
Курганская область	+			+	+				
Костромская область	+		+	+		+			
Курская область	+		+	+					
Ленинградская область	+		+	+	+	+			+
Липецкая область			+	+					
Магаданская область	+	+		+	+	+	+	+	
Мурманская область						+			
Московская область	+	+	+	+		+			
Москва	+		+	+		+			
Нижегородская область	+		+	+	+	+			
Новгородская область	+		+	+	+	+			
Новосибирская область	+	+	+	+		+			
Омская область	+			+		+			+
Оренбургская область			+	+					
Орловская область	+		+	+					
Пензенская область	+			+	+				
Пермская область	+	+	+	+	+	+			
Псковская область			+	+		+			
Ростовская область	+	+	+	+	+				+
Рязанская область			+	+		+			+
Самарская область	+		+	+	+				

## Окончание таблицы

Территория	Зарегистрированные проявления опасных геологических процессов								
	Оползни	Обвалы	Карст	Подтопление	Переработка берегов	Пучение	Наледеобразование	Термокарст	Затопление
Саратовская область	+		+	+	+				
Сахалинская область	+	+	+	+	+	+			+
Свердловская область	+	+	+	+	+	+			
Санкт-Петербург				+		+			
Смоленская область	+		+	+		+			+
Тверская область			+	+		+			
Томская область	+			+	+	+			+
Тюльская область	+	+	+	+	+	+			
Тюменская область	+			+	+	+	+	+	+
Тамбовская область				+		+			
Ульяновская область	+		+	+	+				
Челябинская область	+	+	+	+	+	+			
Читинская область			+	+	+	+	+	+	+
Ярославская область				+		+			

*Примечание:* зарегистрированные проявления селей указаны в прил. А (табл. А.1, рис. А.2) СП 479.1325800.2019, зарегистрированные проявления лавин указаны в прил. Б (рис. Б.1) СП 115.13330.2016.

Учебное издание

Татьянников Даниил Андреевич,  
Шутова Ольга Александровна

# ИНЖЕНЕРНАЯ ЗАЩИТА В СЛОЖНЫХ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЯХ

*Учебное пособие*

---

Подписано в печать 07.11.2023. Формат 60×90/16.  
Усл. печ. л. 7,0. Тираж 27 экз. Заказ № 243.

---

Издательство

Пермского национального исследовательского  
политехнического университета.

Адрес: 614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, к. 113.  
Тел.: + 7 (342) 219-80-33.

Отпечатано в типографии

Издательства Пермского национального  
исследовательского политехнического университета.

Адрес: 614990, г. Пермь, Комсомольский проспект, 29, к. 113.  
Тел. (342) 219-80-33